



LABORATÓRIO NACIONAL
DE ENGENHARIA CIVIL

DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
Núcleo de Barragens e Obras de Aterro

Proc. 0502/14/15781

**PROJECTO POCI/ECM 61114/2004 – “INTERACÇÃO
SOLO-VIA FÉRREA PARA COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE”
Relatório Final**

FCT

Lisboa • Fevereiro de 2009

I&D GEOTECNIA

RELATÓRIO 36/2009 – NBOA/DG

Índice

1 - Introdução.....	1
2 -Tarefas.....	1
2.1 - Generalidades.....	1
2.2 - Estado da arte e recolha bibliográfica.....	1
2.2.1 - introdução.....	1
2.2.2 - Acervo bibliográfico.....	2
2.2.3 - Mecanismos de geração de vibrações.....	14
2.2.4 - Efeitos das vibrações na segurança e nas infra-estruturas ferroviárias.....	15
2.2.5 - Modelos de previsão e de análise.....	18
2.3 - Estudo paramétrico de velocidades críticas.....	25
2.4 - Controlo de qualidade da compactação.....	35
2.4.1 - Descrição dos trabalhos efectuados.....	36
2.4.2 - Resultados dos ensaios realizados.....	39
2.4.3 - Conclusões.....	50
2.5 - Caracterização laboratorial do comportamento dinâmico e cíclico de geomateriais..	51
2.6 - Resposta do sistema caminho de ferro – solo às cargas impostas por comboios de alta-velocidade	51
2.6.1 - Modelos bi-dimensionais	53
2.6.2 Limitações da modelação 2D.....	54
2.6.3 - Modelação.....	55
2.6.3.1 - Modelo geométrico	55
2.6.3.2 - Modelo das cargas.....	57
2.6.3.3 - Condições de fronteira.....	60

2.6.4 - Síntese dos Resultados e conclusões da modelação 2D.....	60
2.6.5 - Determinação da velocidade de circulação.....	63
2.6.6 -Cálculo das Velocidades e DOS deslocamentos.....	65
2.6.7 - Determinação do eixo unitário.....	67
3 -Simulação do comportamento através de elementos finitos 3D.....	72
4 - Considerações finais.....	75
5 -Referencias bibliográficas.....	76
6 -Anexo I - Geometria e distribuição de cargas do comboio Thalys.....	80

Índice de figuras

Fig. 1- Modelo analógico de carruagem com rodados, bogies e suspensões.....	15
Fig. 2- Distribuição de cargas sob as travessas.....	21
Fig. 3-Representação esquemática da geometria do problema e do sistema de cargas (Yang et al., 2003).....	25
Fig. 4-Modelo de um aterro ferroviário e respectivo modelo de viga de Winkler (adaptado de Hall, 2000).....	26
Fig. 5-Propagação das vibrações no modelo da viga de Winkler e efeito de Doppler.....	29
Fig. 6-Solução da viga de Winkler para diversos valores de α e β	30
Fig. 7-Amplificação dinâmica x factor velocidade (α) para diversos valores do factor de amortecimento (β).....	31
Fig. 8-Resposta vertical da superfície do solo devido à excitação de uma carga com uma frequência de 40Hz, à velocidade de 150 m/s (adaptado de Sheng et.al., 1999).....	34
Fig. 9-Resposta da viga para o comboio alfa pendular a circular a 50 km/h (modelo de Winkler): a) no domínio do tempo; b) no domínio da frequência.....	35
Fig. 10 – Esquema das camadas com 50 m de comprimento do aterro de solo com a localização dos ensaios realizados.....	38
Fig. 11 – Esquema das camadas com 25 m de comprimento do aterro de solo com a localização dos ensaios realizados.....	38
Fig. 12 – Esquema das camadas com 25 m de comprimento do aterro de sub-balastro com a localização dos ensaios realizados.....	39
Fig. 13 – Curvas granulométricas das amostras colhidas após espalhamento.....	40
Fig. 14 – Ensaio de Proctor da amostra colhida após espalhamento com Wopt-2%.....	41
Fig. 15 – Resultados dos ensaios com a garrafa de areia, numa camada com 0,30 m com teor em água igual a Wopt-2% e após 4 passagens.....	42

Fig. 16 – Resultados dos ensaios com a garrafa de areia, numa camada com 0,30 m, teor em água igual a $W_{opt}-2\%$, após 4 e 12 passagens e incluindo todos os resultados.....	43
Fig. 17 – Resultados dos ensaios com a garrafa de areia, com o gamadensímetro e com o geogauge, numa camada de 0,40 m, compactada do lado húmido, após 4 passagens.....	43
Fig. 18 – Resultados dos ensaios com a garrafa de areia, com o gamadensímetro e com o geogauge, numa camada de 0,40 m, compactada do lado húmido, após 12 passagens.....	44
Fig. 19 – Resultados dos ensaios com a garrafa de areia, das diferentes camadas compactadas do lado seco, após 12 passagens.....	45
Fig. 20 – Resultados dos ensaios de carga em placa, com o geogauge e com o DIP, das diferentes camadas compactadas do lado seco, após 12 passagens, em função da compactação relativa.....	45
Fig. 21 – Resultados dos ensaios de carga em placa, com o geogauge e com o DIP, das diferentes camadas compactadas do lado seco, após 12 passagens, em função do desvio do teor em água.....	46
Fig. 22 – Resultados dos ensaios com o geogauge e com o DIP, das diferentes camadas compactadas do lado seco, após 12 passagens, em função dos resultados dos ensaios de carga em placa.....	46
Fig. 23 – Resultados dos ensaios com a garrafa de areia nos aterros experimentais compactados após 12 passagens, com uma espessura de 0,40 m.....	47
Fig. 24 – Resultados dos ensaios de carga em placa, com o geogauge e com o DIP, das camadas com 0,40 m, após 12 passagens, em função da compactação relativa.....	47
Fig. 25 – Resultados dos ensaios de carga em placa com o geogauge e com o DIP, das camadas com 0,40 m, após 12 passagens, em função do desvio do teor em água.....	48
Fig. 26 – Resultados dos ensaios com o geogauge e com o DIP, das camadas com 0,40 m, após 12 passagens, em função dos resultados dos ensaios de carga em placa.....	48
Fig. 27 – Resultados dos ensaios com o georadar.....	49
Fig. 28 – Interpretação dos ensaios com o georadar.....	49
Fig. 29 – Resultados dos ensaios de resistividade eléctrica.....	50

Fig. 30- Aproximação do comboio a uma carga linear.....	54
Fig. 31- Geometria do problema.....	55
Fig. 32- Malha de elementos finitos.....	56
Fig. 33- Simplificação da forma do carril UIC60.....	56
Fig. 34- Carga devida a um eixo a velocidade sub-crítica.....	57
Fig. 35- Distribuição de cargas para um eixo com carga unitária.....	59
Fig. 36- Plano de cargas a aplicar à secção de cálculo (V=314 km/h).....	60
Fig. 37 - Comparação entre as acelerações medidas e calculadas em frequências.....	62
Fig. 38 - Comparação entre a resposta medida e calculada ao longo do tempo.....	63
Fig. 39 – Instante de passagem dos eixos: a) modelo analítico; b) medições reais.....	64
Fig. 40 – Determinação da velocidade de circulação e posição dos eixos.....	65
Fig. 41 – Cálculo de velocidade e deslocamentos sem filtros.....	66
Fig. 42 – Cálculo de velocidade e deslocamentos com filtros.....	66
Fig. 43 - Rotinas (em Octave) usadas no processamento dos resultados.....	67
Fig. 44 - Geometria do comboio alfa pendular e referenciais de espaço e de tempo.....	68
Fig. 45 - Eixo unitário com 35 metros de comprimento de influência e sobreposição dos efeitos.....	71
Fig. 46 - Eixo unitário com 50 metros de comprimento de influência e sobreposição dos efeitos.....	72
Fig. 47 - Modelo do LNEC. Malha de elementos finitos. Vista geral e pormenor das travessas	73
Fig. 48 -Diagramas aceleração-tempo (cálculos e medições).....	74

Índice de quadros

Quadro 1-Factores que afectam a geração de vibrações.....	14
Quadro 2 – Resultados dos ensaios de identificação das amostras colhidas após espalhamento	40
Quadro 3 - Acelerações máximas e rms (comparação).....	74
Quadro 4- Posição dos eixos e cargas para o comboio Thalys HST.....	80

Projecto POCI/ECM 61114/2004- "Interacção solo-via férrea para comboios de alta velocidade". Relatório Final

1 - Introdução

O presente relatório destina-se a apresentar as actividades desenvolvidas pelo LNEC no âmbito do projecto POCI/ECM 61114/2004. Essas actividades foram desenvolvidas pela equipa do LNEC afecta ao projecto, embora tenha tido a colaboração das equipas da Universidade do Minho (UM) e da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, uma vez que se trata de um projecto conjunto destas instituições. No relatório, faz-se a apresentação das actividades e dos resultados obtidos, tendo parte desses resultados sido objecto de relatórios parciais e de comunicações a congressos ou artigos em revistas.

A presente apresentação segue de perto as tarefas definidas na programação do projecto.

2 -Tarefas

2.1 - Generalidades

Na apresentação da colaboração do LNEC nas tarefas do projecto seguir-se-á a ordem estabelecida na candidatura.

2.2 - Estado da arte e recolha bibliográfica

2.2.1 - INTRODUÇÃO

A recolha bibliográfica é fundamental no contexto da investigação desenvolvida, tendo sido efectuada de forma razoavelmente exaustiva, de forma a cobrir as áreas com interesse para o projecto.

No âmbito desta tarefa e de forma a permitir uma fácil comunicação entre os investigadores das instituições ligadas ao projecto, foi criada uma “mailing list”. Esta ferramenta constitui um espaço de discussão dos tópicos relacionados com o projecto, permitiu a divulgação de mensagens entre os intervenientes e constituiu uma base bibliográfica comum e um endereço de armazenamento dos ficheiros criados pelo projecto. Esta “mailing list”, sediada no LNEC, conheceu uma boa taxa de utilização, fundamentalmente na fase inicial do projecto.

Em seguida apresenta-se uma listagem das referências bibliográficas consideradas mais pertinentes, de entre as diversas que foram pesquisadas, bem como o resumo de algumas dessas referências, o que permite uma apreciação sumária das matérias correspondentes.

2.2.2 - ACERVO BIBLIOGRÁFICO

Adam, M., O. von Estorff (2005) – *Reduction of train induced building vibrations by using open and filled trenches*. Computers and structures 83, 11–24

Ahmad, S.; Al-Hussaini, T. M. (1991) – *Simplified design for vibration screening by open and in-filled trenches*. Journal of Geotechnical Engineering 117(1) 67-88

Anderson, W.F.; Key, A. J. (2000) – *Model testing of two-layer railway track ballast*. Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering, April 2000

Andersen, L., C.J.C. Jones (2006) – *Coupled boundary and finite element analysis of vibration from railway tunnels a comparison of two and three dimensional models*. Journal of Sound and Vibration. Volume 293, Issues 3-5, Pages 575-586

Abstract

The analysis of vibration from railway tunnels is of growing interest as new and higher-speed railways are built under the ground to address the transport problems of growing modern urban areas. Such analysis can be carried out using numerical methods but models and therefore computing times can be large. There is a need to be able to apply very fast calculations that can be used in tunnel design and studies of environmental impacts. Taking advantage of the fact that tunnels often have a two-dimensional geometry in the sense that the cross section is constant along the tunnel axis, it is useful to evaluate the potential uses of two-dimensional models before committing to much more costly three-dimensional approaches. The vibration forces in the track due to the passage of a train are by nature three-dimensional and a complete analysis undoubtedly requires a model of three-dimensional wave propagation. The aim of this paper is to investigate the quality of the information that can be gained from a two-dimensional model of a railway tunnel. The vibration transmission from the tunnel floor to the ground surface is analysed for the frequency range relevant to the perception of whole body vibration (about 4–80 Hz). A coupled finite element and boundary element scheme is applied in both two and three dimensions. Two tunnel designs are considered: a cut-and-cover tunnel for a double track and a single-track tunnel dug with the New Austrian tunnelling method (NATM).

Auersch, L. (2004) – *The excitation of ground vibration by rail traffic: theory of vehicle–track–soil interaction and measurements on high speed lines*. Journal of Sound and Vibration. Volume 284, Issues 1-2, Pages 103-132

Abstract

This article presents an integrated model for the computation of vehicle–track interaction and the ground vibrations of passing trains. A combined finite element and boundary element method is used to calculate the dynamic compliance of the track on realistic soil whereas multi-body models are used for the vehicle. The dynamic stiffness of the vehicle and that of the track are combined to calculate the dynamic axle loads due to the irregularities of the vehicle and the track as well as those due to sleeper passing excitation. These loads serve as input for the calculation of ground vibration near railway lines in the time and frequency domains.

The theoretical methods and results have been proven by experiments in several respects and at several instances. First, on the occasion of the test and record runs of the Intercity Experimental, there was a very good quality of the vehicle and of the newly built track so that the *deterministic* parts of the excitation—the static load and the sleeper-passing component—could clearly be identified, the first being of minor importance apart from the track. Second, simultaneous measurements of the vehicle, the track and the soil at three different track situations were performed where we could verify the different parts of the *stochastic* excitation and their importance for the ground vibrations. The irregularities of the vehicle are dominant at high frequencies whereas the irregularities of the track are more important at lower frequencies. The comparison of the theory and the measurements also points to the phenomena of the vehicle–track resonance and the scattering of the quasi-static axle impulses by randomly varying soil.

Bahrekazemi, M.; Bodare, A. (2002) – *Train-Induced Ground Vibrations Reduced by Lime-Cement Column Soil Stabilization*. Structural Dynamics, EURO-DYN2002, Grundmann & Schueller (eds) pp. 473-478

ABSTRACT: Vibrations from surface trains can cause annoyance to people as well as damage to the track. At low frequencies (mostly below 20Hz) the maximum level of vibration is highly dependent on axle load as well as train speed. To permit higher axle loads or train speeds, it is sometimes necessary to reduce the level of vibrations induced in the track and/or soil. Stabilization of soft soils under the track by lime-cement columns is one of the methods that can be used for this purpose. This method has been successfully adopted at Ledsgård, Sweden in order to solve the problem of extensive ground vibrations due to passage of X2000 high-speed trains. This opportunity has been taken advantage of to study the ground vibrations both before and after the countermeasure and thereby evaluating the method as being effective. The measurements have also been used to verify a three-dimensional finite element model that can be used to make predictions in future projects.

Bettess (1992) – *Infinite Elements*. Penshaw Press.

Biot (1937) – *Bending of an infinite beam on an elastic foundation*. Journal of Applied Mechanics, ASCE, pp. A1-A7

Coelho B.; Calçada, R.; Delgado, R. (2006) – *Comportamento dinâmico de Lajes sobre estacas para suporte de vias férreas de alta velocidade*. 4^{as} JPEE 2006. Lisboa, LNEC

Dawn, T.M.; Stanworth, C.G. (1979) – *Ground vibration from passing trains*. Journal of Sound and Vibration, 66; pp 335-362

Degrande, G. Schillmans, L. (2001) – *Free field vibrations during the passage of a thalys high-speed train at variable speed*. Journal of Sound and Vibration (2001) 247(1),

During homologation tests of the high-speed train (HST) track between Brussels and Paris, free field vibrations and track response have been measured during the passage of a Thalys HST at speeds varying between 223 and 314 km/h. These experimental data are complementary to the other, but scarce, data sets published in the literature. Apart from illustrating the physical phenomena involved, this data set can be used for the validation of numerical prediction models for train-induced vibrations.

Esveld (2001) – *Modern Railway Track*. MRT-Productions. Delft University of Technology

Filippov (1961) – *Steady-state vibrations of a infinite beam on elastic half-space subjected to a moving load*. Izvestija AN SSSR OTN Mehanika i Mashinostroenie 7, 97-105

Frýba L., Yoshikawa, N. (1998) – *Bounds analysis of a beam based on the convex model of uncertain foundation*. Journal of Sound and Vibration (1998) 212(3), 547-557

A methodology of bounds analysis based on the convex set of uncertainty is presented. An infinitely long beam on an uncertain foundation is subjected to a moving force with constant speed. The steady state vibration is analysed in the context of the finite element method. Uncertainty variables representing the uncertain fluctuation of foundation stiffness is confined within a convex hull given as a hyperellipse. The fluctuation of dynamic responses of the beam, that is, the vertical deflection and the bending moment are approximated to a first-order with respect to the uncertainty variables. The upper and lower bounds of the response fluctuations are identified on the boundary of the convex model by means of the Lagrange multiplier method. Numerical analysis demonstrates the validity of the proposed formulation for various constant speeds of the moving force. The analysis is summarized in terms of the worst response, which is the maximum absolute value of the response within the identified bounds.

Gardien, W.; Stuit, H.G. (2003) – *Modelling of soil vibrations from railway tunnels*. Journal of Sound and Vibration 267 (2003) 605–619

Abstract

In densely populated areas such as the Netherlands, it is useful to predict railway traffic induced vibrations if a new railway line is to be built. A modular model, consisting of three sub-models is presented. The three sub-models are: the Static Deflection Model, the Track Model and the Propagation Model. The modular model takes into account all aspects, from the source to the propagation of waves through the soil. In order to investigate the dependence of the results on the accuracy of the model inputs, a parameter study has been performed with the third-sub model: the propagation model. For this study a Japanese metro tunnel has been modelled. Element size, soil stiffness, damping, boundary conditions and finite element method (FEM) software have been varied.

Guptaa, S., W.F. Liu, G. Degrande, G. Lombaert, W.N. Liu (2007) – *Prediction of vibrations induced by underground railway traffic in Beijing*. Journal of Sound and Vibration. Volume 310, Issue 3, Pages 608-630

Abstract

This paper examines the problem of subway induced vibrations on line 4 of Beijing metro, which is currently under construction and is planned to pass in close proximity of the Physics Laboratory of Beijing University. The laboratory has a lot of equipment that is very sensitive to traffic induced vibrations and future operation of metro line 4 is a matter of concern. Hence, it is important to study the influence of subway induced vibrations inside the laboratory and to propose a viable solution to mitigate the vibrations. In this paper, the tunnel north of Chengfulu station is modelled using a coupled periodic FE-BE model and the free-field response due to moving trains is predicted. In addition, vibration measurements have been performed on the site of the Physics Laboratory to estimate the existing vibration levels due to road traffic. The predicted and measured vibrations are superimposed to assess the vibrations due to the combined effect of road and railway traffic in the vicinity of the Physics Laboratory. Apart from the numerical investigations, vibration measurements have also been performed on a similar site at line 1 of Beijing metro to substantiate the estimated results on metro line 4. Finally, it is studied how the vibrations can be controlled using a floating slab track, which is widely used as an effective measure of vibration isolation in tunnels. The efficiency of a 7.9 Hz floating slab track as a vibration countermeasure is assessed in this paper. This study demonstrates the applicability of the numerical model for the relevant assessment of subway induced vibrations and its use to study the performance of different track structures in the tunnel.

Gutowski, T. G.; Dym, C. L. (1976) – *Propagation of ground vibration: A review*. Journal of Sound and Vibration (1976) 49(2), 179-193

Hall (2000) – *Simulations and analyses of train-induced ground vibrations. A comparative study of two and three-dimensional calculations with actual measurements*. Royal Institute of Technology. Doctoral Thesis 1034. Stockholm 2000

Hall (2003) – *Simulations and analyses of train-induced ground vibrations in finite element models*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 23 (2003) pp 403-413

Abstract

Analyses of the actual vibration measurements and the results from the mathematical and numerical models have been performed in both the frequency and time domains. The conclusions from these analyses were that two-dimensional models could be used in order to study certain effects of train-induced ground vibrations, but that three-dimensional analyses are necessary to achieve a better simulation of the problem. All these analyses were linear elastic. It was, however, found in the three-dimensional analyses that relatively large shear strains existed in the embankment and in the soft soil layers just beneath the railway embankment. These shear strains were taken into consideration through iterative reduction of the shear modulus of the materials where large shear strains were calculated.

Heelis, M.E.; Collop; A.C.Dawson, A.R.;Chapman, D.N.; Krylov, V. (1999) – *Predicting and measuring vertical track displacements on soft subgrades*. World Congress on Railway Research October 19-23, 1999 Tokyo, Japan

Hildebrand (2004) – *Effect of soil stabilization on audible band railway ground vibration*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 24 (2004) pp 411–424

Abstract

Although railway-generated ground vibrations usually have greater energy levels at lower frequencies, vibrations in the audible range above 20 Hz can nevertheless be relevant for secondary noise problems in buildings. One countermeasure is soil stabilization under the track embankment. While effective at low frequencies, a potential side effect is amplification in some audible bands. Presented here are both

experimental and theoretical assessments of the countermeasure in the audible bands. The main innovation is the treatment of an infinite periodic track-ground system, using a transfer matrix approach with a repeating element including the rail, pad, sleeper, and an underlying half-space (ballast and soil). Excitation in this band is attributed to rail and wheel roughness. The model makes successful predictions when

the half-space properties are allowed to be frequency-dependent such that the dispersion of the surface wave matches that in the actual layered earth (including ballast and underlying soil layers). The field measurements are also unique in that both before and after evaluation of the countermeasure was possible.

Hung, H.H., Yang, Y. B. (2001) – *A Review of Researches on Ground-Borne Vibrations with Emphasis on those Induced by Trains*. Proc. Natl. Sci. Council. ROC (A) Vol. 25, No. 1, 2001. pp. 1-16

ABSTRACT

In this paper, research works which have focused on the problem of ground-borne vibrations induced by traffic loads, especially those by the trains, are reviewed. Historically, many different approaches have been adopted to analyze traffic-induced vibrations, including analytical approaches, field measurements, empirical prediction formulas, and numerical simulations. The relevant literature is separated into these four major categories and reviewed accordingly. In particular, remarks are made regarding the development of techniques for wave isolation.

Hung, H.H., Yang, Y. B., Chang (2004) – *Wave barriers for reduction of train-Induced vibrations in soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 1283-1291 (2004)

Abstract: This paper is aimed at studying the effectiveness of different vibration countermeasures in isolating the ground vibrations induced by trains moving at sub- and supercritical speeds, with respect to the Rayleigh wave speed of the supporting soils. The vibration countermeasures considered herein include the installation of **open trenches**, **in-filled trenches**, and **wave impeding blocks**. The 2.5D finite/infinite element approach developed previously by the authors is employed in this study. This approach allows us to consider the load-moving effect of the train in the direction normal to the two-dimensional profile considered, and therefore to obtain three-dimensional results using only two-dimensional elements. The moving train is simulated as a sequence of moving wheel loads that may vibrate at some specific frequencies. The performance of the three types of wave barriers in isolating soil vibrations for trains moving at sub- and supercritical speeds with various excitation frequencies is evaluated with respect to some key parameters, along with suggestions made for enhancing the isolation efficiency.

Jones C.J.C.; Block, J.R. (1996) – *Prediction of ground vibration from freight trains*. Journal of Sound and Vibration (1996) 193(1) 205-213

Heavy freight trains emit ground vibration with predominant frequency components in the range 4–30 Hz. If the amplitude is sufficient, this may be felt by lineside residents, giving rise to disturbance and concern over possible damage to their property. In order to establish the influence of parameters of the track and rolling stock and thereby enable the design of a low vibration railway, a theoretical model of both the generation and propagation of vibration is required. The vibration is generated as a combination of the effects of dynamic forces, due to the unevenness of the track, and the effects of the track deformation under successive axle loads. A prediction scheme, which combines these effects, has been produced. A vehicle model is used to predict the dynamic forces at the wheels. This includes the non-linear effects of friction damped suspensions. The loaded track profile is measured by using a track recording coach. The dynamic loading and the effects of the moving axles are combined in a track response model. The predicted track vibration is compared to measurements. The transfer functions from the track to a point in the ground can be calculated by using a coupled track and a three-dimensional layered ground model. The propagation effects of the ground layers are important but the computation of the transfer function from each sleeper, which would be required for a phase coherent summation of the vibration in the ground, would be prohibitive. A compromise summation is used and results are compared with measurements.

Kaynia, A.M.; Madshus C., Zackrisson P. (2000) – *Ground vibration from high-speed trains: prediction and countermeasure*. Journal of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering

ABSTRACT: This paper outlines a test program in southern Sweden for measurement of the vibration induced in the ground and railway embankment by high-speed trains, together with a rigorous numerical model developed for the prediction of embankment/ground response. In this formulation the ground is modeled as a layered viscoelastic half-space, and the railway embankment is modeled as a viscoelastic beam excited by the moving loads of the train. The model uses the Kausel-Roësset Green's functions to calculate the soil stiffness matrix at the ground-embankment interface and assembles it with the dynamic stiffness matrix of the embankment. The solution is carried out in the frequency domain, and the time histories of the motions are derived through a Fourier synthesis of the frequency components. Numerous simulations of train-induced vibration are presented for the ground conditions and embankment parameters at the test site and compared with measured records. The simulations agree well with the measurements, both in qualitative and quantitative terms. In particular, the large ground deformations registered for train speeds exceeding 140 km/h are reproduced by the simulations. With the help of the prediction model, the effectiveness of a remediation measure for the mitigation of ground vibration is explored.

Kaynia, Amir, Christian Madshus (2000) – *Ground vibration from high-speed trains prediction and countermeasure*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, vol.126 n°6, 531-537

ABSTRACT: This paper outlines a test program in southern Sweden for measurement of the vibration induced in the ground and railway embankment by high-speed trains, together with a rigorous numerical model developed for the prediction of embankment/ground response. In this formulation the ground is modeled as a layered viscoelastic half-space, and the railway embankment is modeled as a viscoelastic beam excited by the moving loads of the train. The model uses the Kausel-Roësset Green's functions to calculate the soil stiffness matrix at the ground-embankment interface and assembles it with the dynamic stiffness matrix of the embankment. The solution is carried out in the frequency domain, and the time histories of the motions are derived through a Fourier synthesis of the frequency components. Numerous simulations of train-induced vibration are presented for the ground conditions and embankment parameters at the test site and compared with measured records. The simulations agree well with the measurements, both in qualitative and quantitative terms. In particular, the large ground deformations registered for train speeds exceeding 140 km/h are reproduced by the simulations. With the help of the prediction model, the effectiveness of a remediation measure for the mitigation of ground vibration is explored.

Kenney (1954) – *Steady-state vibrations of a beam on elastic elastic foundation for moving load*. Journal of Applied Mechanics, Vol. 76, pp. 359-364

Kogut,J.;Degrande,G.;Hegeman,W.;Karl,L. (2003) – *In situ vibration measurements on the high speed track L2 – Brussels-Köln*. Structures for high-speed railway transportation. IABSE Symposium 2004

Summary

This paper discusses the results of in situ vibration measurements that have been performed during the **homologation tests of the line L2 of the high speed train (HST) track between Brussels and Köln**. Measurements have been performed on both tracks and in the free field during the passage of an IC train and a Thalys HST at variable speed. The results will subsequently be used to validate the numerical prediction models.

Krylov (2002) – *Effects of the embankment topography and track curvature on ground vibration boom from high-speed trains*. Structural Dynamics, EURO-DYN2002, Grundmann & Schueller (eds) pp. 473-478

ABSTRACT: The present paper investigates the effects of the embankment topography and track curvature on ground vibrations generated by high speed trains travelling faster than Rayleigh waves in the supporting ground. It is shown that the presence of the embankment can result in waveguide propagation of generated ground vibrations at certain range of train speeds. The presence of a track curvature (to provide the possibility of changing direction of train movement) can result in focusing of generated Rayleigh waves along the caustic line which is associated with the increase in amplitudes of generated ground vibrations.

Krylov V.V. (2007) – *Control of traffic induced ground vibrations by placing heavy masses on the ground surface*. Journal of low frequency noise, vibration and active control, 311 – 320

ABSTRACT

Although the main mechanisms of generating ground vibrations at source, e.g. by rail and road traffic, are now well understood, there are still very few investigations aimed to protect the affected buildings by influencing the propagation of ground vibrations, mainly Rayleigh surface waves, from a source to a receiver. A promising and cost effective method of screening the affected properties can be using heavy masses placed on the ground surface near the roads (e.g. concrete or stone blocks, specially designed brick walls, etc). The principle of operation of such masses is based on the fact that their natural frequencies of vibration, which depend on the mass value and on the local ground stiffness, can be chosen within the frequency range of railway- or road-generated ground vibrations (normally from 5 to 50 Hz). When the mass is shaken under the impact of incident Rayleigh surface waves, it scatters the incident waves into the depth of the ground and at different directions on the surface, thus resulting in noticeable resonant attenuation of transmitted ground vibrations. Using suitable combinations of such mass scatterers, one can expect to achieve efficient vibro-isolation of affected buildings. While some initial efforts have been made in the past to investigate the above-mentioned mass scatterers, largely by means of numerical calculations, very little progress in understanding their behaviour has been made so far. The aim of the present paper is to give a brief introduction to the theory of resonant mass scatterers and to discuss some problems that still need to be considered to achieve a fuller understanding of their operation as means of control of low frequency ground vibrations.

Lombaert, G., G. Degrande, J. Kogut, S. François (2006) – *The experimental validation of a numerical model for the prediction of railway induced vibrations*. Journal of Sound and Vibration, 297(3-5): 512-535

Abstract

This paper presents the experimental validation of a numerical model for the prediction of train induced vibrations. The model fully accounts for the dynamic interaction between the train, the track and the soil. The track geometry is assumed to be invariant with respect to the longitudinal direction, which allows for an efficient solution of the dynamic track-soil interaction problem in the frequency-wavenumber domain. The model is validated by means of several experiments that have been performed at the occasion of the homologation tests of the new HST track on the line L2 between Brussels and Köln. A first set of experiments is used to determine the dynamic soil and track characteristics. In a second set of experiments, the soil transfer functions, the track-soil transfer functions and the track and free field vibrations during the passage of a Thalys high speed train have been measured. These results are used for a step-wise validation of the numerical model that is based on the identified model parameters and allows to study the propagation of errors in the prediction model.

Labra (1975) – *An axially stressed railroad track on an elastic continuum subjected to a moving load*. Acta Mechanica 22, 113-129

Lars Hall (2002) – *Simulations and analyses of train-induced ground vibrations in finite element models*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Volume 23, Issue 5, Pages 403-413

Abstract

Analyses of the actual vibration measurements and the results from the mathematical and numerical models have been performed in both the frequency and time domains. The conclusions from these analyses were that two-dimensional models could be used in order to study certain effects of train-induced ground vibrations, but that three-dimensional analyses are necessary to achieve a better simulation of the problem. All these analyses were linear elastic. It was, however, found in the three-dimensional analyses that relatively large shear strains existed in the embankment and in the soft soil layers just beneath the railway embankment. These shear strains were taken into consideration through iterative reduction of the shear modulus of the materials where large shear strains were calculated.

Madhus ,C., Kaynia, A. M. (2000) – *High-speed railway lines on soft ground: dynamic behaviour at critical train speed*. Journal of Sound and Vibration (2000) 231(3), 689-701

Results from instrumented test runs with a high-speed train on a soft soil site in Sweden are presented. It is shown that large dynamic amplifications appear in the dynamic response of the rail/embankment/ground system as the train speed approaches an apparently critical value. The measured dynamic response is analyzed in detail, and it is shown that the critical speed is controlled by the minimum phase velocity of the first Rayleigh mode of the soil and embankment profile at the site. Moreover, it is shown that the critical speed and the amount of dynamic amplification also depend on a coincidence between characteristic wavelengths for the site and the distances between bogies and axles in the train. The displacement response is found to consist of a speed-independent portion in quasi-static equilibrium with the train loads and a dynamic portion representing freely propagating Rayleigh waves. An efficient computer code for the prediction of ground response to high-speed trains has been developed and its ability to reproduce the observed behaviour is demonstrated.

Madshus (2001) – *Modelling, monitoring and controlling the behaviour of embankments under high speed loads*. Geotechnics for Roads, Rail Tracks and Earth Structures. 225-238

Marcelino, J. (2005) – *Propagação e mitigação de vibrações de baixa frequência geradas por comboios de alta velocidade*. I&D, Programa de Investigação. LNEC, Lisboa

Marcelino, J., Monteiro, C. V. (2006) – *Medição das vibrações em aterros geradas por comboios de alta velocidade*. 4^{as} JPEE 2006. Lisboa, LNEC

SUMÁRIO

Na presente comunicação discute-se a problemática da modelação e medição de vibrações devidas à passagem de comboios, discutindo-se também os aspectos que se relacionam com o processamento das leituras e descreve-se um sistema para medição de vibrações que irá ser empregue para realizar estas medições nos aterros ferroviários.

Marcelino, J. (2007) - *Vibrações geradas por comboios de alta velocidade. Uma revisão*. Geotecnia - Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, nº110

RESUMO: Em Portugal serão construídas, nos próximos anos, algumas centenas de quilómetros de vias férreas de alta velocidade.

Em diversos países tem-se verificado que a conjugação de velocidades elevadas de circulação com determinadas características dos solos de fundação conduz a fenómenos de amplificação dinâmica das deformações resultantes da circulação dos comboios.

As linhas de alta velocidade, em Portugal, terão inevitavelmente de atravessar zonas onde a velocidade de circulação se pode associar com as condições desfavoráveis das fundações criando os fenómenos dinâmicos referidos.

O presente artigo apresenta a problemática da geração de vibrações devidas à circulação de comboios, uma revisão sucinta de alguns métodos existentes para a previsão e análise do fenómeno e analisa as medidas de mitigação existentes.

Metrikine, A.V.; Vostrukhov, A.V.; Vrouwenvelder, A.C.W.M. (2001) – *Drag experience by a high-speed train due to excitation of ground vibrations*. International Journal of Solids and Structures 38 (2001) 8851-8868

Abstract

“Visco-elastic drag” associated with excitation of ground waves by a high speed train is investigated theoretically. Railway track is modeled by a beam that overlies a visco-elastic half-space. The train loading is described by a set of constant loads that uniformly move over the beam. The visco-elastic drag is calculated as the ratio of power (energy per unit time) of the track vibrations to the velocity of the train motion. Firstly, vibrations perturbed by a single load are considered to study dependence of the “visco-elastic drag” on the velocity of the load and on the material damping in the half-space. Secondly, by studying vibrations of the system under two loads, the effect of the distance between these loads to the visco-elastic drag is analyzed. Finally, total visco-elastic drag that is experienced by a TGV train is calculated and compared to the rolling drag and the aerodynamic drag.

Paolucci, R.; Maffei, A.; Scandella, L.; Stupazzini, M.; Vanini, M. (2003) – *Numerical prediction of low-frequency ground vibrations induced by high-speed trains at Ledsgaard, Sweden*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 23 (2003) pp 425–433

Abstract

The ground vibrations induced by a passenger train at the test site of Ledsgaard, Sweden, have been analysed and numerically simulated through a spectral element discretization of the soil. To calculate the spatial distribution of loading due to train passage, the train is decoupled from the track, and a suitable series of static forces is applied. The track and the embankment are modeled as a beam on elastic foundation, using analytical solutions for loads moving at constant velocity. The results of both 2D and 3D modelling assumptions are thoroughly discussed, in terms of prediction of track motion and of attenuation of peak ground velocity with distance.

Perera, R.; Alarcón E. (1997) – *FE-BE Coupling Methods for Elastoplasticity*. Communications in Numerical Methods in Engineering, Vol. 13, 785-792 (1997)

Schnack E.; Turke; K. (1997) – *Domain decomposition with BEM and FEM*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 40, 2593-2610 (1997)

Shen-Haw Ju, Hung-Ta Lin (2004) – *Analysis of train-induced vibrations and vibration reduction schemes above and below critical Rayleigh speeds by finite element method*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Volume 24, Issue 12, Pages 993-1002

Abstract

This paper simulates soil vibration under the train speed below and over the soil Rayleigh speed using the three-dimensional finite element method. Two vibration isolation schemes were studied including the soil improvement around the railway and the concrete slab constructed between the rail and soil. Numerical results indicate that the vibration increases considerably and decays slowly when the train speed exceeds the soil Rayleigh speed. The wave direction and dominant frequencies are the simple functions of the train speed, the soil Rayleigh speed and the train compartment length. When the train speed exceeds the shear wave speed, the vibration magnitude is critical and not sensitive to the train speed. To reduce this vibration, the two isolation schemes investigated in this study are useful for the train speed over the soil Rayleigh speed, but they are not efficient for the train speed below the soil Rayleigh speed.

Shen-Haw Ju, Hung-Ta Lin (2008) – *Experimentally investigating finite element accuracy for ground vibrations induced by high speed trains*. Engineering Structures 30, 733–746

Sheng, X.; Jones C.J.C; Petyt; M. (1999) – *Ground vibration generated by a load moving along a railway track*. Journal of Sound and Vibration (1999) 228(1), 129-156

The propagation of vibration generated by a harmonic or a constant load moving along a layered beam resting on the layered half-space is investigated theoretically in this paper. The solution to this problem can be used to study the ground vibration generated by the motion of a train axle load on a railway track. In this application, the ground is modelled as a number of parallel viscoelastic layers overlying an elastic half-space or a rigid foundation. The track, including the rails, rail pad, sleepers and ballast, is modelled as an infinite, layered beam structure. The modal nature of propagation in the ground for a chosen set of ground parameters is discussed and the results of the model are presented showing the characteristics of the vibration generated by a constant load and an oscillatory load at speeds below, near to, and above the lowest ground wave speed.

Sheng, X.; Jones C.J.C; Petyt;M. (1999a) – *Ground vibration generated by a harmonic load acting on a railway track*. Journal of Sound and Vibration (1999) 225(1), 3-28

Sheng,X.;Jones,C.J.C.; Thompson;D.J. (2003) – *A comparison of a theoretical model for quasi-statically and dynamically induced environmental vibration from trains with measurements*. Journal of Sound and Vibration 267 (2003) 621–635

Abstract

This paper presents comparisons between a theoretical ground vibration model and measured data at three sites. The model, which is briefly outlined here, encompasses both the quasi-static and dynamic mechanisms of excitation. The vertical dynamics of a number of vehicles travelling at a constant speed on an infinite track are coupled to a semi-analytical model for a three-dimensional layered ground. This model is also used to demonstrate the roles of the two components of vibration at different frequencies and for train speeds below and above the lowest ground wave speed. It is found that, in most practical cases, the dynamic component gives rise to the higher level of vibration.

Shin,E. C.; Kim; D. H., Das; B. M. (2002) – *Geogrid-reinforced railroad bed settlement due to cyclic load*. Geotechnical and Geological Engineering 20: 261-271, 2002

Abstract. Results of large-scale laboratory model tests conducted to determine the permanent settlement due to cyclic load of the railroad bed for a proposed high-speed train route extending from Seoul to Pusan in South Korea are reported. The possibility of using geogrid layers as reinforcement to reduce settlement of the subbase layer was investigated. **Based on the present model test results, it appears that practically all permanent settlement due to cyclic load is completed after application of 10^5 cycles of load.** The most beneficial effect of reinforcement is derived when one layer of geotextile and one layer of geogrid are placed at the interface of the subgrade soil and subbase course.

Takemiya, H. (2007) – *Analyses of wave field from high-speed train on viaduct at shallow deep soft grounds*. Journal of Sound and Vibration, 310: 631–649

Abstract

In this paper, based on field measurements for the passage of the Shinkansen high speed trains on viaducts, the author reports the induced ground vibration features at distinctly different sites: one site is characterized by a deep soft soil and the other by a shallow soft soil both of which lie on stiff bottom. The conventional vibration assessment is normally addressed to the vibration levels based on acceleration maxima. However, in view of the vibration reception by nearby residents, firstly, a detailed investigation is attempted on the recorded time histories and on their Fourier spectra, locating the so-called low frequency vibration generation at the former site and such vibration impediment at the latter site. Then, theoretical consideration is to clarify the Shinkansen-train induced ground vibrations from a viaduct. The characterization based on the wave theory using the thin layer method reveals that, depending on the depth of surface layer, the ground-borne vibration is of significantly low frequency wave modes of dispersive propagation when it is deep or it makes the wave modes shifted towards higher frequency range when it is shallow. This finding makes an important element to better predict and assess vibration level and to develop barriers against it for mitigation.

Thompson, D. J. and C. J. C. Jones (1999) – *A review of the modelling of wheel rail noise generation*. *Journal of Sound and Vibration*. Volume 231, Issue 3, Pages 519-536

Mechanisms associated with the interaction of the wheel and the rail dominate the noise production of railway operations at conventional speeds and remain significant even for high-speed trains. This wheel/rail noise may be divided into three main categories. Rolling noise occurs on straight track and is predominantly caused by undulations of the wheel and rail surfaces which induce a vertical relative vibration. Impact noise can be considered as an extreme form of rolling noise occurring at discontinuities of the wheel or rail surface. The excitation is again vertical, but non-linearities play a greater role. Squeal noise, occurring on sharp radius curves, is usually induced by a lateral excitation mechanism. A review of theoretical models that have been developed to predict these phenomena is given.

Torbjörn Ekevid, Nils-Erik Wiberg (2002) – *Wave propagation related to high-speed train a scaled boundary FE-approach for unbounded domains*. *Computer methods in applied mechanics and engineering* 191, 3947–3964

H. Xia, N. Zhang, Y.M. Cao (2004) – *Experimental study of train-induced vibrations of environments and buildings*. *Journal of Sound and vibration*. Volume 280, Issues 3-5, Pages 1017-1029

Abstract

In this paper, the vibrations of environments and nearby buildings induced by running trains were studied through the in situ experiments at a bridge site and two buildings near railway lines. The results show that the vibration levels of the environmental ground and the building floors increase with train speed, while attenuating with the distance to the railway lines. There exists an amplifying zone of the ground vibration at certain distances to the railway track regarded as a line vibration source. For multi-story buildings, higher floors vibrate more strongly than lower ones. Heavier trains induce greater vibration than lighter trains. The measured acceleration levels for ground and buildings near the track were so big that it greatly exceeded the allowance given by the Chinese Code.

2.2.3 - MECANISMOS DE GERAÇÃO DE VIBRAÇÕES

A principal causa de geração de vibrações está associada com o movimento do campo de tensões resultante das cargas dos eixos dos comboios em movimento e com a resposta da superestrutura ferroviária e respectiva fundação a essas acções (Dawn e Stanworth, 1979).

Para além do movimento do campo de tensões, considerado como causa primária da geração de vibrações, há outras que contribuem para a geração de vibrações ou para a alteração das suas características. No Quadro 1 listam-se os principais factores que se relacionam com a geração de vibrações (Krylov, 2002; Hall, 2003).

Quadro 1-Factores que afectam a geração de vibrações

Ondas devidas à resposta estrutural	Vibração na ligação rodados-carril	Carris	Fundação
Cargas por eixo	Oscilações do veículo	Defeitos (ondulações)	Características das travessas (espaçamento, rigidez, massa)
Geometria (espaçamento e distribuição de cargas)	Propriedades dinâmicas do bogie	Juntas	Características do balastro
Velocidade	Defeitos dos rodados	Aparelhos de mudança de via	Características do solo de fundação
	Desalinhamento dos motores	Curvas e inclinação	

O comboio é constituído por um conjunto de veículos, em que cada um compreende, por sua vez, um conjunto de massas ligadas entre si por suspensões. Para contabilizar de forma correcta a dinâmica do veículo, o modelo correspondente deve incluir as rodas, os bogies, a carruagem e os sistemas de suspensão que ligam entre si as diversas massas (Fig. 1).

Cada um dos factores acima apresentados gera vibrações com determinadas características (comprimento de onda e frequência) que, em conjunto, compõem toda a gama de vibrações que resulta da circulação ferroviária.

Por exemplo, as irregularidades nos carris ou nos rodados, com um comprimento de onda λ , provocam, num comboio, que circule a uma velocidade V , vibrações com uma frequência f , dada por:

$$f = \frac{V}{\lambda} \quad (1)$$

As frequências próprias de vibração dos diversos componentes do material circulante podem ser próximas das frequências geradas pela circulação do comboio, o que, naturalmente pode

conduzir a fenómenos de amplificação das vibrações, de forma mais ou menos importante, com as naturais consequências, quer em termos de segurança, quer em termos de conforto.

Por este motivo, um modelo completo para estudo da geração e da propagação das vibrações deverá compreender, de forma integrada, os diversos elementos que intervêm no processo, ou seja, o veículo, a linha, a fundação, etc. Na prática, os modelos deste tipo são bastante complexos e, muitas vezes, analisam-se e contabilizam-se separadamente os diversos intervenientes no processo de geração e de propagação das vibrações.

Se os defeitos nos carris ou nos rodados tiverem comprimentos da ordem dos 3 m e o comboio circular com uma velocidade da ordem dos 300 km/h, a vibração resultante desses defeitos tem uma frequência de cerca de 28 Hz. Estas frequências mais baixas são as que contêm mais energia e que se aproximam mais das frequências que podem causar problemas na própria infraestrutura ferroviária.

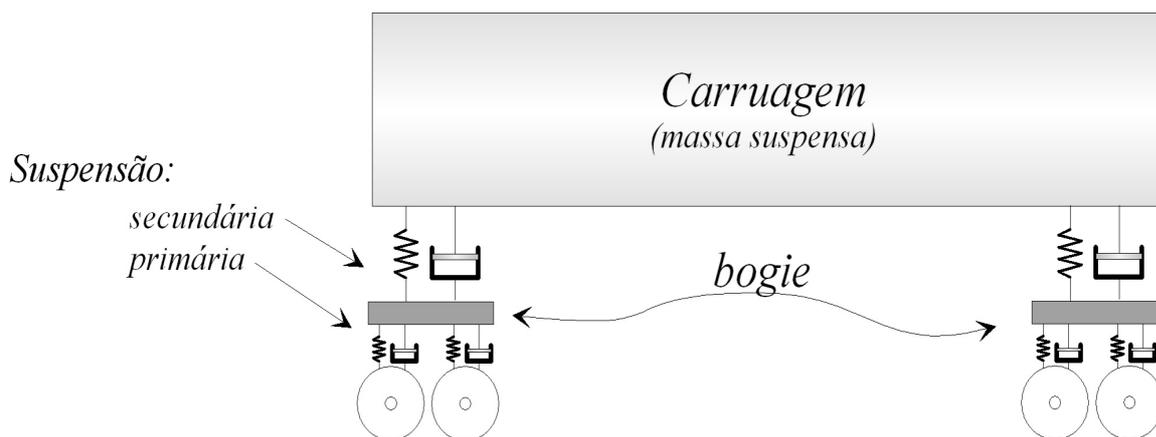


Fig. 1- Modelo analógico de carruagem com rodados, bogies e suspensões

2.2.4 - EFEITOS DAS VIBRAÇÕES NA SEGURANÇA E NAS INFRA-ESTRUTURAS FERROVIÁRIAS

Tendo em consideração a existência de vibrações devidas à passagem dos comboios, em particular dos comboios de alta velocidade, interessa perceber em que medida essas vibrações afectam o meio circundante da infra-estrutura ferroviária, a própria infra-estrutura ou mesmo o material circulante.

Do ponto de vista ambiental, o aspecto predominante, ou pelo menos o mais perceptível, está relacionado com o ruído gerado pela circulação dos comboios.

Uma parte desse ruído tem origem aerodinâmica e está relacionado com o movimento das carruagens através do ar. Outra parcela do ruído pode ter origem no funcionamento dos motores do comboio. Esta última parcela é relativamente reduzida, uma vez que os comboios de alta velocidade são geralmente eléctricos e, conseqüentemente, geram pouco ruído em resultado do seu funcionamento. Uma terceira parcela de ruído tem origem no contacto entre os rodados e o carril, em resultado das imperfeições existentes nestes elementos e, ainda, devido ao “arraste” que as superfícies metálicas sofrem em travagens ou em curva. Neste último caso, o ruído é do tipo “guincho” e é fortemente audível. O ruído que se gera devido ao contacto entre as superfícies é susceptível de se transmitir através da fundação e pode chegar aos edifícios vizinhos, onde pode causar incomodidade ou danos estruturais ligeiros.

Alguns autores procuraram identificar as gamas de frequências em relação com o mecanismo de geração das vibrações (Hildebrand, 2004; Esveld, 2001). Segundo estes autores, a gama de frequências mais relevantes, em resultado do tráfego ferroviário, situa-se abaixo dos 200 Hz. Acresce que, nas vibrações geradas pelos comboios, o maior conteúdo energético situa-se precisamente na gama de baixas frequências (<20Hz). As vibrações com estas frequências podem causar danos na própria infra-estrutura ferroviária, danificando os carris ou o balastro, causar assentamentos devidos a cargas cíclicas no aterro ou na fundação, instabilizar taludes ou mesmo danificar estruturas adjacentes.

Na gama de frequências dos 20 aos 200 Hz, a parcela mais significativa é a que se situa abaixo dos 100 Hz, dado que, por um lado, são vibrações que ainda transportam uma energia significativa e, por outro, correspondem à gama de frequências que causa efeitos vibratórios sensíveis em lajes, paredes ou janelas.

No que respeita à circulação, a amplificação das vibrações, quando a velocidade do comboio se aproxima da velocidade de propagação das ondas de Rayleigh, pode causar incomodidade para os passageiros, ou em casos extremos, pôr em causa a estabilidade do próprio comboio. Por outro lado, há também um acréscimo, não desprezável, do consumo da energia que é necessário fornecer ao comboio. Baseados num modelo simplificado, Metrikine *et al.* (2001) mostram que, do total da energia dissipada no movimento do comboio, entre 10 a 24% corresponde à energia gasta na propagação das ondas viscoelásticas. A parcela restante corresponde à energia gasta devido a efeitos aerodinâmicos. Embora a primeira parcela seja relativamente pequena, os autores salientam que os cálculos foram efectuados com um

modelo simples, que não contabiliza todos os factores que afectam as vibrações e, conseqüentemente, a dissipação de energia.

A infra-estrutura ferroviária está sujeita a assentamentos devidos ao seu peso próprio e em resultado da sobrecarga devida à passagem dos comboios. Estes últimos são resultantes do carregamento cíclico imposto pelas composições em circulação. Em geral, admite-se que o assentamento estabiliza ao fim de 10^5 ciclos de carga. No entanto, o efeito de amplificação da amplitude dos movimentos devida ao efeito dinâmico pode agravar o assentamento. Por outro lado, as vias férreas balastradas necessitam, periodicamente de operações de ataque pesado, após as quais a via assume a sua geometria original. Segundo Anderson *et al.* (2000), as operações de manutenção pesada tornam-se cada vez mais frequentes, designando-se por “memória do balastro” o facto que determina o incremento da necessidade destas intervenções. Este aspecto é de grande importância do ponto de vista da exploração das linhas de caminho de ferro. Por exemplo, de acordo com as autoridades chinesas de caminhos de ferro, 75 % dos trabalhos diários de manutenção na plataforma ferroviária são devidos ao balastro e à sua deformação (Zhai *et al.*, 2004).

Para além dos problemas relacionados com a manutenção da infra-estrutura ferroviária, dos problemas ambientais relacionados com o ruído ou com a propagação de vibrações perceptíveis pelas pessoas e dos problemas de segurança imediatos no que respeita à circulação, é necessário também considerar os problemas de segurança com respeito aos aterros e às respectivas fundações. Os solos apresentam um comportamento marcadamente não linear, com variações importantes de deformabilidade para níveis de deformação elevados. Por outro lado, as acções cíclicas, tais como aquelas que podem ser causadas e consideravelmente ampliadas pela circulação dos comboios a velocidades elevadas, podem causar acréscimos de pressão intersticial nos aterros e respectivas fundações com as conseqüentes implicações ao nível da segurança.

Ainda no que diz respeito à segurança, reconhecida a existência de uma velocidade para as quais o efeito de amplificação das deformações (velocidade crítica) se faz sentir com maior intensidade, interessa conhecer a velocidade máxima a que os comboios podem circular em condições de segurança. Alguns autores (Heelis *et al.*, 1999) sugerem que a velocidade máxima de circulação deve ter uma reserva de 30% relativamente à velocidade crítica. Embora o estabelecimento da velocidade máxima como uma fracção da velocidade crítica

tenha subjacente a limitação das deformações induzidas pela circulação, um critério mais objectivo deve ter em consideração a amplitude das vibrações e os seus efeitos. Por exemplo, Hung *et al.*, (2004), na comparação da eficiência de várias contra-medidas de propagação de vibrações, definem um coeficiente de redução do nível de vibração (CRV) por:

$$CRV [dB] = -20 \log\left(\frac{P_1}{P_2}\right) \quad (2)$$

onde P_1 e P_2 representam a resposta do sistema com e sem medidas de mitigação, respectivamente. Os valores de P_1 e P_2 podem representar deslocamentos, velocidades ou acelerações. Um critério deste tipo é mais objectivo e adequado ao estabelecimento de uma “velocidade de segurança”.

2.2.5 - MODELOS DE PREVISÃO E DE ANÁLISE

Apesar de o fenómeno de amplificação das vibrações ser já conhecido em termos teóricos, desde 1927, por Timoshenko (Madshus *et al.*, 2000), e ter sido relatado há quatro décadas por Filippov (Filippov, 1961), os grandes desenvolvimentos nesta área são recentes e ficam a dever-se, fundamentalmente, ao aumento da velocidade de circulação dos comboios, quer no que respeita à velocidade máxima, quer no que respeita à velocidade comercial. Em alguns casos, relatados da bibliografia, houve a necessidade de reduzir substancialmente a velocidade de circulação enquanto não se implementaram medidas de reforço da infra-estrutura ferroviária e da sua fundação.

A percepção de vibrações causadas pelo tráfego de comboios era predominantemente resultante da circulação de comboios de mercadorias, com cargas por eixo muito elevadas, embora circulando a velocidades relativamente baixas (Jones *et al.*, 1996 e Sheng *et al.*, 1999). Recentemente, com os desenvolvimentos associados às linhas de alta velocidade, a preocupação com as vibrações resultantes da circulação de comboios mais ligeiros, mas que circulam a velocidades elevadas, ganhou também importância.

A análise dos efeitos da circulação dos comboios deve ser feita recorrendo a modelos realistas, que permitam ter em consideração os diferentes factores responsáveis pela geração de vibrações, bem como os factores que afectam a sua propagação. Os modelos devem permitir a inclusão, explícita ou implícita, dos diversos elementos que compõem a superestrutura ferroviária e a respectiva fundação.

Na superestrutura ferroviária incluem-se os diversos elementos acima da fundação: os carris, as palmilhas, as travessas, o balastro, as diversas camadas que compõem a fundação do balastro e, quando aplicável, o aterro ferroviário.

A modelação da fundação deve, por sua vez, permitir a consideração de diversas camadas de solos com diferentes características, sobrejacentes a um maciço rochoso ou a solos de características que não influenciem a propagação das ondas de corte.

Os modelos de análise e de previsão da transmissão de vibrações devem, na medida do possível, ser capazes de considerar as diversas fases do processo, nomeadamente, a geração, a transmissão e a recepção das vibrações. Para além disso, os modelos devem permitir o estudo de eventuais medidas de mitigação, nomeadamente, pela intercepção das mesmas ou pela alteração das suas características.

Existem diversas abordagens do fenómeno de propagação de vibrações devidas ao tráfego ferroviário. Essas abordagens podem ser divididas, para simplicidade de tratamento, em quatro categorias, que devem ser encaradas como complementares: analíticas, baseadas em medições *in situ*, empíricas e de modelação numérica.

Os modelos analíticos, de solução exacta, estão naturalmente limitados pelas múltiplas simplificações que é necessário fazer, por forma a estabelecer a solução de um conjunto de equações que represente o sistema de geração, de propagação e de recepção das vibrações. São, no entanto, muito úteis, pois permitem a compreensão do fenómeno e, através do estudo de situações simples, permitem também a calibração/verificação de modelos mais complexos, nomeadamente, dos modelos numéricos. Os modelos analíticos, e mesmo algumas das implementações dos modelos numéricos, baseiam-se na possibilidade de estudar a resposta dinâmica da infraestrutura ao conjunto de cargas que derivam da passagem do comboio, considerando cada carga isoladamente das restantes. Isto corresponde a admitir como válido o princípio da sobreposição dos efeitos ou, por outras palavras, a admitir que o sistema é elástico linear. A resposta do modelo à circulação do comboio é obtida pela soma das contribuições dos seus vários eixos, tendo em atenção a distribuição de cargas correspondentes e as respectivas posições na composição circulante.

Os modelos baseados nas medições *in situ* destinam-se a conhecer a resposta real da fundação, tendo em consideração as condições de um determinado local. Estes modelos baseiam-se na montagem de um sistema relativamente complexo, de dispositivos de medição

da resposta da superestrutura ferroviária, da fundação e das eventuais estruturas adjacentes. A resposta é medida em termos de deslocamentos, de velocidades ou de acelerações recorrendo à instalação de extensómetros, de geofones ou de acelerómetros, sendo que estes últimos têm provado apresentar melhores resultados na prática. A obtenção das grandezas relevantes para o estudo do problema, é feita convertendo as grandezas medidas nas pretendidas, através de derivação ou de integração numérica dos sinais. Para além disso, torna-se ainda fundamental recorrer a algoritmos de processamento digital de sinais, nomeadamente para os filtrar e retirar o ruído que apresentam ou para melhorar a sua representação, quer no domínio do tempo quer no domínio da frequência (Marcelino, *et al*, 2006).

As medições *in situ* devem também ser encaradas como um meio para obtenção de parâmetros que permita alimentar e calibrar os modelos matemáticos.

Existem diversos casos relatados na bibliografia que dão conta de campanhas de medição dos efeitos da passagem de comboios, sendo de salientar os realizados na Suécia, em Ledsgaard e em Malmö (Hall, 2000; Smekal *et al.* 2002) , e os da homologação da linha Bruxelas-Paris (Degrande, 2001).

Para além destas campanhas são relatadas outras, por exemplo, na linha Bruxelas-Colónia (Kogut *et al.*,2003), na Holanda, na linha que une Amesterdão a Utrecht, e na Alemanha, para o comboio ICE (Degrande, *op. cit.*).

Outras referências, menos pormenorizadas, são feitas relativamente a campanhas de medições realizadas em Itália, França, Reino Unido e Suíça (Kaynia *et al.*, 2000 e Sheng *et al.*,2003).

Os modelos empíricos são bastante limitados, na medida em que é difícil conceber um modelo deste tipo que contabilize todos os factores que intervêm no fenómeno complexo de geração e propagação das vibrações. No entanto, existem algumas abordagens que permitem a compreensão parcial de alguns dos factores que influenciam a resposta da ferrovia à circulação a alta velocidade. Por exemplo, a deflexão máxima expectável para uma carga isolada, no caso dinâmico ($w_{\text{dinâmico}}$), pode ser aproximada pela expressão (Esveld, 2001):

$$w_{\text{dinâmico}} = w_{\text{estático}} \frac{1}{\sqrt{1 - \left(\frac{V}{V_{cr}}\right)^2}} \quad (3)$$

onde $w_{\text{estático}}$ representa a deflexão máxima correspondente à carga estática, V e V_{cr} as velocidades de circulação e crítica, respectivamente.

Esta expressão, apenas válida para o caso não amortecido, dá estimativas razoáveis para velocidades de circulação inferiores a 80% da velocidade crítica.

Outros exemplos de expressões empíricas encontram-se na regulamentação de alguns países. Por exemplo, na regulamentação japonesa, as cargas dinâmicas devidas aos rodados podem ser calculadas a partir das cargas estáticas por (Shin *et al.*, 2002):

$$P_w' = P_w i (1 + c) \quad (4)$$

onde P_w' representa a carga dinâmica em cada rodado, P_w a carga estática,

$$i = 1 + 0,3 \frac{V}{100} \quad (5)$$

o factor de impacto dinâmico, onde V representa a velocidade de circulação, em km/h, e c um coeficiente, variável entre 0,2 e 0,4, com um valor médio de 0,3.

A distribuição de cargas sob cada travessa não é uniforme, considerando-se, simplificada, a distribuição representada na Fig. 2.

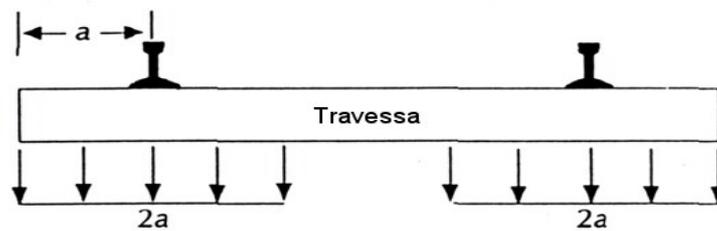


Fig. 2- Distribuição de cargas sob as travessas

Na mesma regulamentação considera-se, também, uma determinada distribuição de cargas entre as travessas, admitindo-se que uma parcela variável, entre 40 e 60% da carga em cada travessa, é transmitida para as travessas adjacentes.

No que respeita à possibilidade da fundação ser constituída por mais de um material, alguns autores (por exemplo, Heelis *et al.*, 1999) sugerem que, em camadas de solo caracterizadas por módulos de reacção k_0, k_1, \dots, k_n , o módulo equivalente da associação desses materiais, k^* , seja, aproximadamente, dado por:

$$k^* = \frac{1}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \dots + \frac{1}{k_n}} \quad (6)$$

A expressão anterior dá resultados pouco coerentes, dado que, por exemplo, para duas camadas iguais reduz o módulo de reacção da fundação para metade. Corrigindo a equação anterior, obtém-se:

$$k^* = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\frac{h_1}{k_1} + \frac{h_2}{k_2} + \dots + \frac{h_n}{k_n}} \quad (7)$$

expressão correspondente à associação em série de camadas com espessuras h_i e com rigidez diferente, e que já conduz a valores coerentes.

Para ultrapassar as limitações das abordagens analíticas, experimentais ou empíricas surge, naturalmente, a necessidade de considerar modelos numéricos, que permitem, pelo menos em princípio, simular, de forma mais realista e completa, o fenómeno de geração/propagação/recepção de vibrações.

O grande advento dos métodos numéricos está associado ao desenvolvimento dos computadores digitais, desde a década de 70. Os métodos numéricos dos elementos finitos, das diferenças finitas ou dos elementos de fronteira passaram a ser ferramentas úteis e viáveis na resolução de muitos problemas, nomeadamente em problemas dinâmicos. Cada método apresenta determinadas particularidades e especificidades, que os tornam mais adequados para o estudo de determinadas situações particulares, no que concerne à modelação das vibrações geradas pelo tráfego ferroviário.

O método dos elementos de fronteira é especialmente adequado na modelação de semi-espacos relativamente homogéneos e permite contabilizar, de forma adequada, o amortecimento por radiação nas fronteiras situadas a grande distância. Por outro lado, não é muito adequado à resolução de problemas com irregularidades, quer geométricas, quer mecânicas, como as que ocorrem, naturalmente, na maioria dos casos reais.

O método dos elementos finitos (MEF), pela sua natureza, é especialmente indicado para a modelação de geometrias arbitrarias, com elevado número de irregularidades, sendo por isso adequado para modelar as zonas próximas da fonte de geração de vibrações, as zonas receptoras e a propagação entre as duas zonas. A maior limitação deste método prende-se, precisamente, com a modelação dos semi-espacos infinitos. Os elementos finitos não são especialmente adequados para modelar, de forma correcta, os problemas de amortecimento

por radiação, dado que a modelação do meio, mesmo infinito, é feita à custa de elementos finitos, limitados no espaço. Uma forma de contornar esta limitação, recorrendo exclusivamente ao MEF, consiste no uso de elementos infinitos (Bettess, 1992; Sitharam *et al.*, 1998; Yang *et al.*, 2003).

Por vezes, nos pacotes comerciais pode não estar contemplado o tipo de elemento infinito que permite modelar as fronteiras sem reflexão das ondas. Nesses casos, podem-se simular essas fronteiras considerando diversas camadas de elementos de dimensão e amortecimento crescentes. Segundo Gardien *et al.* (2003), a não consideração deste tipo de fronteiras pode levar a sobrestimar o nível de deformação, por um factor de 2 vezes.

O problema da extensão da malha até grandes distâncias, para ultrapassar o problema da radiação nas fronteiras, é mais sentido para a propagação de ondas de baixa frequência e de maiores comprimentos de onda. Por outro lado, a dimensão dos elementos finitos deve ser inferior ao menor dos comprimentos de onda, o que, no caso de propagação de ondas de maior frequência, implica necessariamente malhas muito finas, com um elevado número de elementos. A conjugação das duas condições, para problemas onde se propague um espectro relativamente alargado de frequências, leva a que as malhas de elementos finitos, em especial as tridimensionais, possam ter um número muito elevado de elementos e, portanto, sejam muito dispendiosas em termos de tempo de cálculo.

Outra abordagem, aplicada em diversas referências encontradas na bibliografia (Schnack *et al.*, 1997; Perera *et al.*, 1997), consiste no método híbrido, onde se conjuga a utilização do MEF, usado na modelação do campo próximo, com o método dos elementos de fronteira, usado na modelação do campo afastado.

A propagação das vibrações devidas à circulação dos comboios é um problema tridimensional e esse aspecto é condicionante na sua modelação através de modelos matemáticos mesmo no caso de modelos numéricos. De facto, embora do ponto de vista formal, a modelação tridimensional seja apenas um pouco mais complexa do que a bidimensional e seja possível recorrendo aos sistemas de computação actuais, na prática, as dificuldades associadas à modelação 3D são muito significativas.

Um dos problemas tem a ver com o custo computacional associado à resolução de problemas tridimensionais. De facto, a cada ponto nodal estão associados três deslocamentos, segundo os três eixos do espaço, ao contrário dos problemas bidimensionais, onde apenas existem dois

deslocamentos a considerar. Na resolução dos sistemas de equações, na preparação das matrizes necessárias à formulação do método, os tempos de cálculo vêm, portanto, muito acrescidos.

Pelos motivos acima apontados, a modelação da propagação de vibrações a três dimensões é um processo numérico de alguma complexidade e bastante moroso, sendo, normalmente, feitas diversas simplificações, que compreendem a geometria da superestrutura ferroviária, os sistemas de carregamento, o tipo de simetria do modelo, entre outras.

Interessa portanto conhecer em que medida é que é possível estabelecer simplificações nomeadamente recorrendo a casos especiais de simetria, nomeadamente à simetria de estado plano de deformação.

Segundo alguns autores (Paolucci, 2003), as análises bidimensionais, baseadas na simetrias em estado plano de deformação, podem conduzir a alguns resultados úteis, mas a sua validade limita-se às zonas mais próximas do aterro, sendo o erro crescente com a distância ao mesmo, atingindo valores cerca de uma ordem de magnitude superiores aos medidos.

As cargas devidas aos comboios em circulação, apesar de localmente pontuais, podem, em certas condições ser assimiladas a cargas distribuídas. Segundo Gutowski *et al.*,(1976), a aproximação de carga linear em movimento, para modelar a passagem de um comboio, é válida desde que o ponto de observação das vibrações se situe a uma distância inferior a L_c/π , sendo L_c o comprimento do comboio. Esta aproximação apenas se aplica para velocidades de circulação (V) inferiores à velocidade crítica. Se, pelo contrário aquelas velocidades forem próximas da crítica, há lugar a um fenómeno de concentração de vibrações segundo um cone (cone de Mach) e as condições de aproximação ao estado plano de deformação são francamente ultrapassadas.

Um desenvolvimento interessante é aquele que tira partido de a geometria do problema ser, em geral, repetitiva segundo o eixo longitudinal, não obstante o carregamento devido ao comboio não o ser.

Nesta simetria especial, que se designa por 2,5D em analogia aos termos mais ou menos consagrados de 2D, para análises bidimensionais, ou 3D, para problemas tridimensionais (Yang, *et al.*, 2001) consideram-se três graus de liberdade (GL) por cada ponto nodal. Dois desses GL são os habituais num problema em simetria plana e descrevem o campo de deslocamentos no plano da análise (x e y na Fig. 3). O terceiro GL perpendicular ao plano,

descreve a componente do campo de deslocamentos segundo o eixo zz e tem em consideração a transmissão das vibrações no plano perpendicular ao da análise. No caso de um estado plano de deformação, a componente dos deslocamentos segundo z (e das deformações) é sempre nula, mas nesta formulação, esses deslocamentos podem ser diferentes de zero.

Os elementos finitos considerados nesta formulação comportam-se no plano xy como os elementos finitos bidimensionais, mas consideram a extensão da geometria até ao infinito no plano perpendicular (tal como num estado plano de deformação) e permitem o cálculo de deslocamentos segundo esta direcção.

No modelo proposto pelos autores, o campo próximo é modelado através de elementos finitos, podendo ter em consideração a existência de estruturas no exterior da plataforma ferroviária ou a estratificação, que normalmente ocorre em camadas aluvionares. O campo afastado é modelado através de elementos infinitos que, não sendo tão precisos como os elementos de fronteira, se baseiam também nos conceitos de funções de forma e de funções de interpolação, sendo, portanto, mais fáceis de implementar em programas de elementos finitos existentes.

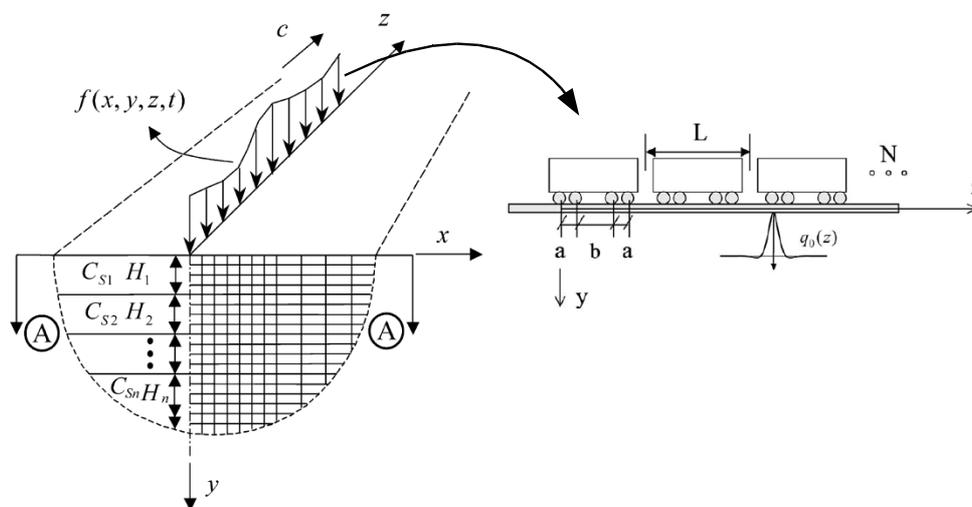


Fig. 3-Representação esquemática da geometria do problema e do sistema de cargas (Yang et al., 2003)

2.3 - Estudo paramétrico de velocidades críticas

Para além dos modelos acima descritos, baseados normalmente no método dos elementos finitos, das diferenças finitas, dos elementos de fronteira ou de alguma combinação de diversos métodos, existem outros modelos que permitem a compreensão do fenómeno de

propagação das vibrações e, dentro de determinadas simplificações, fazer algumas previsões. Este tipo de modelos são muito interessantes, por exemplo para o estudo das velocidades críticas.

Um dos modelos que tem sido usado mais frequentemente, pela sua simplicidade, é o de uma viga assente numa fundação elástica (Fig. 4), designado por “viga de Winkler”. Neste modelo, a superestrutura ferroviária (carris, travessas, balastro e sub-balastro) são assimilados a uma viga de características elásticas e geométricas traduzidas por um módulo de elasticidade, E , e por um momento de inércia, I . A fundação, incluindo um eventual aterro, são modelados por um conjunto de molas de rigidez k e um conjunto de amortecedores de viscosidade c .

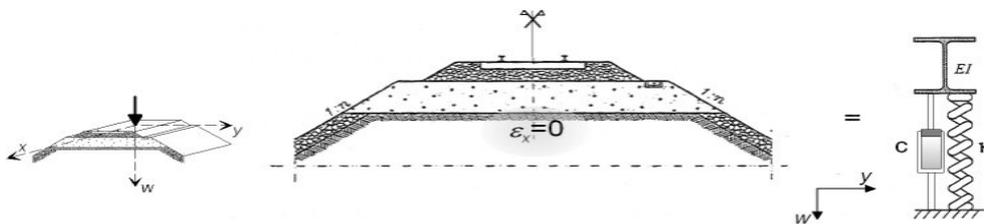


Fig. 4-Modelo de um aterro ferroviário e respectivo modelo de viga de Winkler (adaptado de Hall, 2000)

A equação diferencial que traduz a deformação da viga para uma carga em movimento, incluindo as forças de inércia, é dada por:

$$EI \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + m \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + c \frac{\partial w}{\partial t} + kw = q(t, x) \quad (8)$$

onde m representa a massa da viga por unidade de comprimento e $q(t,x)$ a carga aplicada na viga que, em geral, depende da coordenada x e do tempo, t .

O valor do coeficiente de reacção k representa a carga (pressão) que se gera na fundação para um deslocamento unitário, vertical, na viga. A determinação deste valor não é consensual. De facto, a determinação do valor de k varia consoante o que se considera ser a superestrutura (ou a viga) e aquilo que se considera ser fundação. Em primeira análise, pode-se considerar a proposta de Biot (1937):

$$k = 1,23 \left[\frac{E_s b^4}{(1 - \nu_s^2) EI} \right]^{0,11} \frac{E_s}{(1 - \nu_s^2)} \quad (9)$$

onde E_s e ν_s representam as características elásticas do solo, EI a rigidez à flexão da viga equivalente e b metade da sua largura. Outro processo, adequado para a determinação do coeficiente de reacção do solo, passa pela realização de uma análise pelo método dos elementos finitos específica para esse efeito. Através deste processo é possível considerar de forma mais correcta, por exemplo, as diversas camadas que compõem a fundação e, além disso, fica resolvida a ambiguidade na definição da “viga” e da “fundação”.

Admitindo que a carga é constante em magnitude (Q), mas que se encontra em movimento com uma velocidade V_0 , a Eq. 8 pode ser escrita por:

$$EI \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + m \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + c \frac{\partial w}{\partial t} + kw = Q \delta(x - V_0 t) \quad (10)$$

A equação anterior pode ser mais facilmente resolvida num referencial em movimento com a mesma velocidade da carga. Seja:

$$s = \lambda (x - V_0 t) \quad (11)$$

onde λ representa o inverso do comprimento característico da viga, dado por;

$$\lambda = \frac{1}{L} = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}} \quad (12)$$

Nestas condições, e considerando a mudança de referencial, a Eq. 10 pode ser escrita como:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial s^4} + 4\alpha^2 \frac{\partial^2 w}{\partial s^2} - 8\alpha\beta \frac{\partial w}{\partial t} + 4w = Q \delta(s) \quad (13)$$

onde

$$\alpha = \frac{V_0}{2\lambda} \sqrt{\frac{m}{EI}} \quad (14)$$

representa a relação entre a velocidade de circulação da carga e a velocidade crítica, definida de seguida (Eq. 16), e o coeficiente de amortecimento

$$\beta = \frac{c}{2m} \sqrt{\frac{m}{k}} = \frac{2}{2\sqrt{km}} \quad (15)$$

a relação entre o amortecimento e o amortecimento crítico.

A solução, nestas condições, mas considerando uma fundação elástica, sem amortecimento ($c=0$ e, portanto, $\beta=0$), foi apresentada por Kenney (1954). Na solução apresentada, Kenney determinou a existência de uma velocidade crítica, para a qual as deformações na viga se tornariam infinitas, isto é, em que ocorre o fenómeno de ressonância. Essa velocidade corresponde exactamente à velocidade de propagação das ondas na viga (Hung *et al.*, 2001), sendo dada por:

$$V_{cr} = \sqrt[4]{4k \frac{EI}{m^2}} \quad (16)$$

Para velocidades V_0 inferiores à velocidade crítica, as deformações mais elevadas situam-se na proximidade (ou mesmo debaixo) do ponto de aplicação da carga. Para velocidades V_0 superiores a V_{cr} , as deformações mais elevadas ocorrem antes do ponto de aplicação da carga. Por outro lado, as deformações à frente da carga apresentam menores comprimentos de onda e menores amplitudes que aquelas que se situam aquém da carga (Fig. 5). Este fenómeno é conhecido por “efeito de Doppler”.

Este efeito traduz-se por uma alteração da frequência das ondas que viajam à frente ou atrás da carga. Se for V_0 a velocidade de circulação da carga e V_{cr} a velocidade de propagação das ondas no solo, a alteração da frequência (f) das ondas, não havendo amortecimento, é dada por:

$$f = \frac{f_0}{\left(1 \pm \frac{V_0}{V_{cr}}\right)} \quad (17)$$

Na fórmula anterior, no denominador, a soma aplica-se para o cálculo da frequência detectada pelo observador estático que está à frente da carga, enquanto que a diferença, no caso contrário. Assim, quando a velocidade V_0 , da carga, é superior à velocidade crítica de propagação das ondas, a frequência f , detectada pelo observador estático é, de acordo com a Eq. 17, negativa, o que implica que, teoricamente, não há propagação de vibrações à frente da carga (Yang, *et al.* 2003). Na solução da equação da viga de Winkler, para valores crescentes

de α , as amplitudes obtidas à frente da carga são progressivamente mais reduzidas, indicando um fenómeno semelhante (Fig. 5).

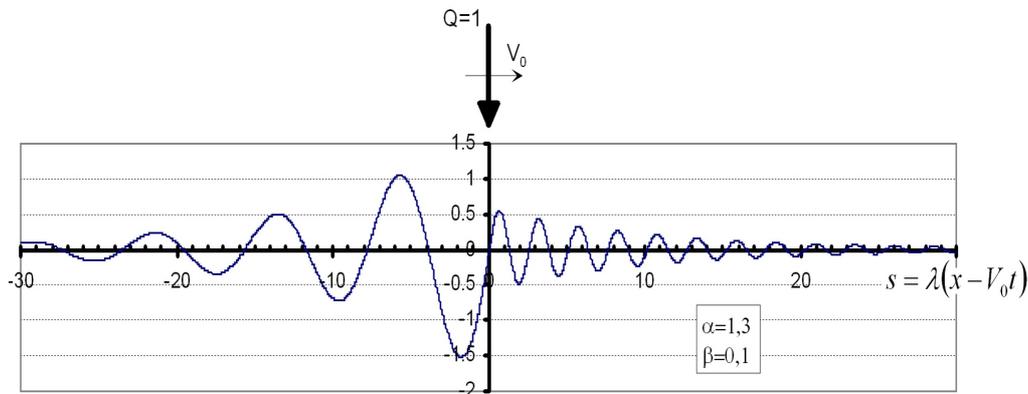


Fig. 5-Propagação das vibrações no modelo da viga de Winkler e efeito de Doppler

A solução analítica da equação mais geral, considerando o amortecimento devido ao comportamento elástoplastico da fundação, é mais complexa. Kenney (op. cit.) apresenta também a solução para este caso. Em alternativa, é possível considerar a solução numérica da equação, por exemplo, através do método das diferenças finitas. Na Fig. 6 apresentam-se os deslocamentos calculados através da resolução numérica da equação, para diversos valores de velocidade de circulação da carga relativamente à velocidade crítica ($\alpha=V_0/V_{CR}$), em conjunto com diversos valores do amortecimento, em comparação com o amortecimento crítico ($\beta=1$). Os deslocamentos desenhados encontram-se normalizados relativamente ao deslocamento obtido para ($\alpha=0$) e ($\beta=0$).

Da análise das figuras é bastante evidente o fenómeno de amplificação, que se processa para valores de ($\alpha \approx 1$), no caso não amortecido ($\beta=0$), como se verifica no primeiro diagrama do conjunto de figuras. Note-se, porém, que, para evitar os valores infinitos obtidos para ($\alpha=1$), no caso não amortecido, se considerou ($\alpha=0,99$).

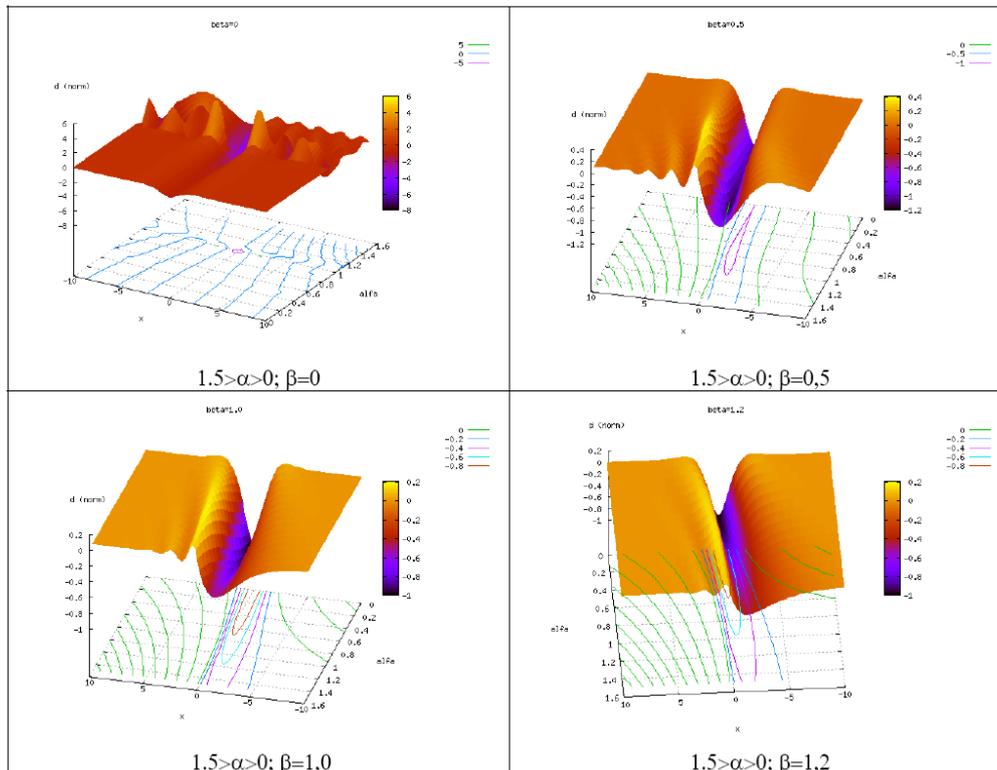


Fig. 6-Solução da viga de Winkler para diversos valores de α e β

Verifica-se, ainda, que, quando há amortecimento ($\beta \neq 0$), a deflexão máxima se situa antes do ponto de aplicação da carga, sendo o desvio tanto maior quanto maior for o valor do amortecimento. De igual forma, para $\alpha > 1$, a deflexão máxima ocorre antes da carga, dado que as deformações da viga não conseguem acompanhar a velocidade da carga, isto é, a velocidade a que a viga se deforma é inferior à velocidade a que a carga se desloca.

Na Fig. 7 apresenta-se o diagrama onde, para diversas relações entre a velocidade de circulação da carga e a velocidade crítica, se pode determinar a amplificação dinâmica, de acordo com a solução da Eq. 13, para diversos valores de amortecimento.

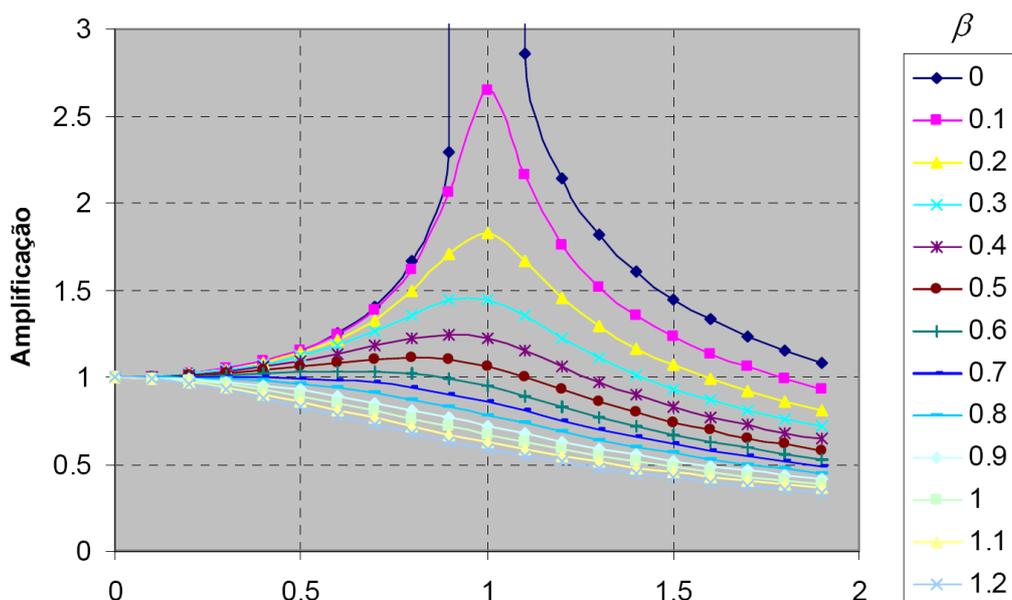


Fig. 7-Amplificação dinâmica x factor velocidade (α) para diversos valores do factor de amortecimento (β)

Apesar das soluções analíticas baseadas no modelo da viga de Winkler serem importantes na compreensão e na descrição do fenómeno de propagação de vibrações, elas são também, naturalmente, limitadas. Assim, estes modelos padecem das mesmas limitações que praticamente todos os modelos analíticos, estando, por isso, limitados a casos simples, quer em termos de geometria, quer em termos do comportamento dos materiais. Por outro lado, pela sua formulação, os modelos baseados na viga de Winkler são bidimensionais e apenas visam descrever a linha central do modelo (eixo de simetria da Fig. 4), não havendo qualquer previsão no sentido transversal ao movimento.

Os mecanismos de geração de vibrações considerados nestes modelos são apenas os que resultam da resposta da estrutura ferroviária ao movimento do campo de tensões (Quadro 1), não considerando outros aspectos importantes do processo de geração de vibrações, nomeadamente as cargas dinâmicas devidas às oscilações das diversas massas do comboio e as imperfeições da linha e dos rodados.

No que respeita ao comportamento da fundação, verificam-se outras importantes limitações. Assim, por exemplo, no modelo da viga de Winkler apoiada num meio visco-elástico, a resposta de cada conjunto mola-amortecedor, que representa a fundação, é independente das restantes. Contudo, essa situação é pouco representativa do comportamento real dos solos que

constituem os aterros ou a fundação, onde existe interacção entre as diversas zonas da fundação.

Finalmente, outra importante limitação da solução analítica deste modelo tem a ver com o facto de não se contabilizar o comportamento não linear dos materiais de fundação e as suas características de material multifásico, o que leva a grandes dificuldades na obtenção dos parâmetros necessários para alimentar o modelo. Por exemplo, Hall (2000) determinou ser necessário reduzir os parâmetros EI da viga de Winkler e o parâmetro k do solo, por forma a ajustar as previsões do modelo analítico às medições efectuadas para o comboio X2000, na linha sueca em Ledsgaard. Este autor determinou ser necessário reduzir a rigidez de flexão da viga por um factor de 4 e a rigidez da fundação por um factor de 11, relativamente aos valores calculados com base na geometria e nos parâmetros determinados experimentalmente. Refira-se, porém, que as previsões analíticas efectuadas por este autor não contabilizaram os efeitos dinâmicos (amortecimento e inércia), isto é, limitaram a solução da Eq. 13 ao caso em que $\alpha = \beta = 0$.

Para ultrapassar a limitação do comportamento elástico e da constância dos diversos parâmetros intervenientes na Eq. 13, necessária para a obtenção de uma solução analítica, é possível, considerando o desenvolvimento em diferenças finitas ou a solução através de elementos finitos, calcular a solução, desde que se disponha de leis que permitam estimar a variação de E , k ou c com a deformação.

Para além dos modelos de viga simples, ou de fundação homogénea, alguns autores têm procurado introduzir variantes do modelo de viga de Winkler. Frýba *et al.* (1998) consideram o modelo de uma viga de Winkler assente numa fundação com um coeficiente de reacção $k(x)$ variável:

$$k(x) = k^* (1 + \varepsilon(x)) \quad (18)$$

onde k^* representa o valor nominal do coeficiente de reacção da fundação e $\varepsilon(x)$ uma função adimensional de incerteza, que define os desvios do valor de $k(x)$ em relação a k^* .

Outro desenvolvimento de grande interesse é apresentado por Sheng *et al.*, (1999) e Sheng *et al.*, (1999a). No modelo proposto, os autores consideram a possibilidade de a fundação incluir, para além do semi-espaço infinito, tal como os demais modelos baseados na solução de Winkler, uma série de camadas de comportamento visco-elástico, sobrejacentes àquele espaço, o que permite modelar fundações estratificadas tal como acontece, frequentemente,

nas fundações das vias férreas. Mais recentemente (Sheng *et al.*, 2003), o modelo é estendido de forma a, na geração das vibrações, se considerar, em simultâneo, o mecanismo resultante do movimento do campo de tensões e a dinâmica do veículo. Segundo os autores, este factor é da maior importância na geração de vibrações, nomeadamente para velocidades de circulação inferiores à velocidade crítica.

Através da resolução conjunta das equações do modelo é possível obter soluções onde se pode analisar a influência das diversas camadas do solo, nomeadamente através da formação de mais de um “cone” de Mach, correspondendo cada um a cada camada de solo. Outro aspecto que o modelo permite verificar é a propagação de ondas à frente da carga, devido à rigidez (e consequentemente da maior velocidade de propagação de ondas) dos carris (Fig. 8).

Os modelos analíticos mais complexos, nomeadamente os que incluem os diversos elementos da estrutura ferroviária, têm permitido prever a existência de uma velocidade crítica mais baixa que a que deriva do modelo mais simples da viga de Winkler. Por exemplo, Labra (1975) verificou que os efeitos de amplificação podem fazer-se sentir, de forma igualmente sensível, para velocidades de circulação inferiores à velocidade das ondas Rayleigh, nomeadamente quando os carris estão sujeitos a tensões axiais de compressão, como é o caso por exemplo, das devidas às variações térmicas.

Os diversos modelos analíticos acima referidos baseiam-se na possibilidade de estudar o efeito do comboio sobre a fundação individualizando o efeito de cada carga e analisando a resposta da estrutura ferroviária a essa carga, considerada como separada das restantes. De acordo com esta suposição, o efeito do comboio pode ser obtido pela soma das contribuições de cada um dos eixos. Assim, a história dos deslocamentos $w(t)$, das velocidades $v(t)$ e das acelerações $a(t)$ é obtida pela soma de cada uma dessas grandezas para cada um dos eixos que constituem o comboio.

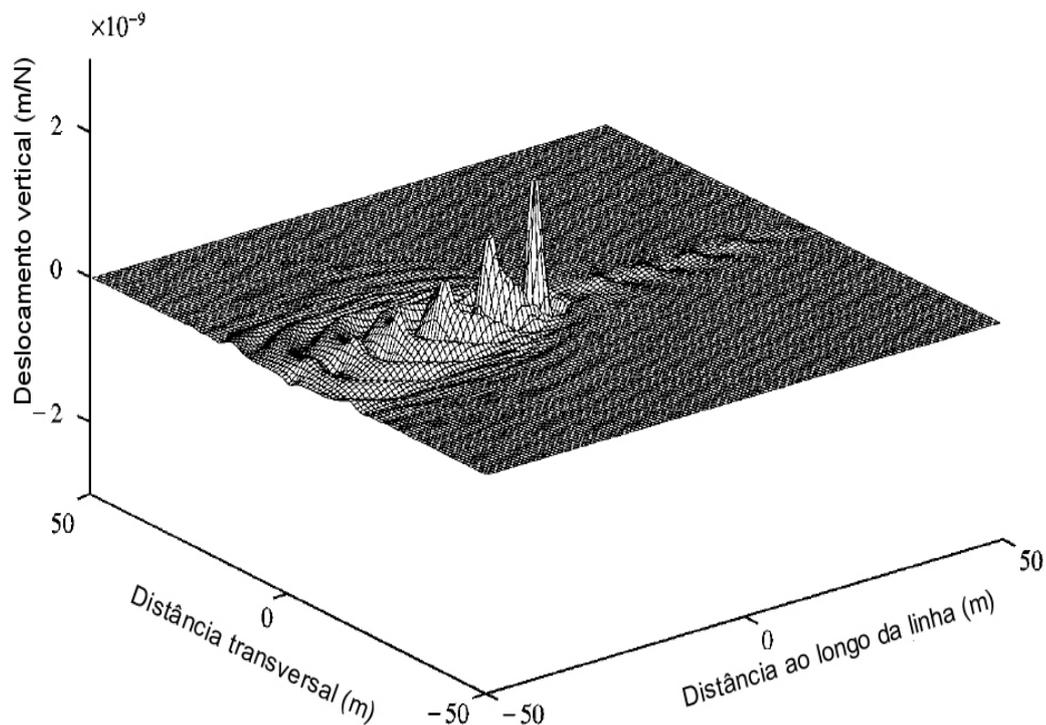


Fig. 8-Resposta vertical da superfície do solo devido à excitação de uma carga com uma frequência de 40Hz, à velocidade de 150 m/s (adaptado de Sheng et.al., 1999)

Para conhecer a resposta para um comboio “real” torna-se necessário conhecer a distribuição de cargas (valor e posição) e a correspondente velocidade de circulação. A soma da contribuição de cada eixo permite estimar a resposta para o comboio completo. Na Fig. 9, apresenta-se um exemplo de cálculo para um comboio alfa pendular (Marcelino, 2005). A geometria considerada no cálculo dos parâmetros geométricos da viga de Winkler, foram os preconizados pela REFER para a Linha do Norte, enquanto que para as características elásticas dos materiais envolvidos, admitiram-se valores correntes, tendo em consideração dos materiais habitualmente usados na construção da ferrovia. Assim, considerou-se: módulo de elasticidade do aterro – 300 MPa; Largura do aterro no coroamento – 13,52 m; altura do aterro – 1,0 m; largura do balastro – 8 m; altura de balastro 0,5 m; módulo de elasticidade do solo de fundação – 150 Mpa, e coeficiente de Poisson – 0,3. Nestas condições, a velocidade crítica, para amortecimento nulo, dada pela teoria da viga de Winkler, é de 222,2 km/h. A solução da equação foi, assim, calculada considerando $\alpha=0,225$ e $\beta=0,1$, uma vez que os solos exibem sempre algum amortecimento. A resposta calculada permite identificar claramente a passagem dos diversos eixos do comboio alfa pendular. Quando comparada com o caso

estático (não representado), verifica-se que não há praticamente amplificação dos deslocamentos, o que é justificado pelo valor reduzido de α considerado no cálculo.

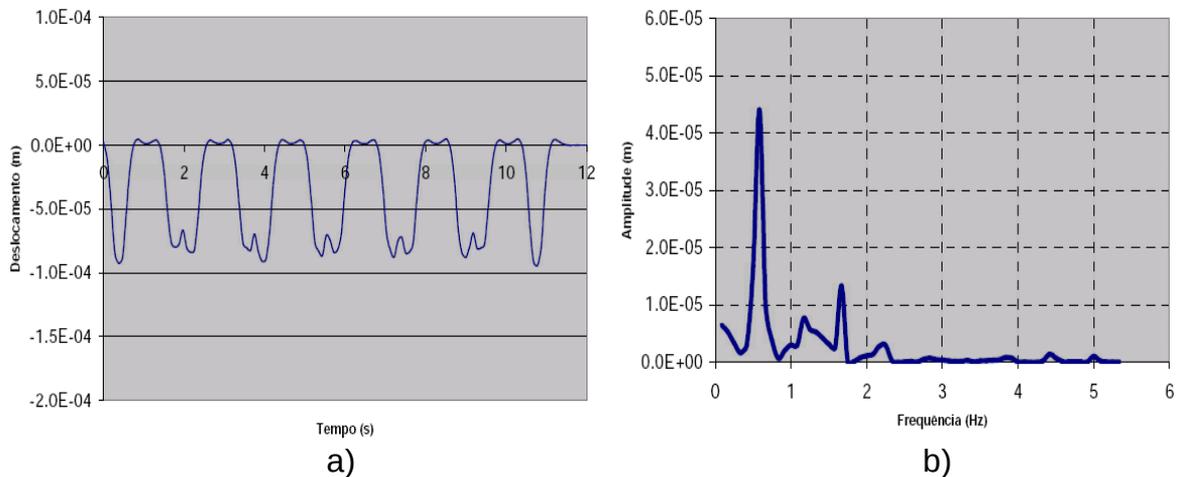


Fig. 9-Resposta da viga para o comboio alfa pendular a circular a 50 km/h (modelo de Winkler): a) no domínio do tempo; b) no domínio da frequência.

Analisando a transformada de Fourier, verifica-se que as frequências correspondentes à resposta calculada são muito baixas, inferiores a 5 Hz, com as componentes mais relevantes abaixo dos 2 Hz. A inexistência de outras frequências explica-se pela simplicidade do modelo apresentado, em que a única causa das vibrações corresponde ao movimento do campo de tensões e, portanto, à passagem dos eixos na secção calculada. De qualquer forma, o modelo permite uma primeira aproximação da resposta esperada na via férrea e serve como referência para estudos mais complexos.

2.4 - Controlo de qualidade da compactação

No âmbito do presente Projecto de Investigação para o estudo dos aterros e das camadas da plataforma da via férrea, com o apoio da REFER, junto ao Pk 106+800 do troço Casa Branca – Évora, da linha Sines – Caia, a cerca de 2,5 km da estação ferroviária do Monte das Flores, foram executados aterros experimentais, de solos e de sub-balastro, e neles efectuados diversos ensaios de campo.

2.4.1 - DESCRIÇÃO DOS TRABALHOS EFECTUADOS

O aterro experimental foi efectuado com solos provenientes da escavação efectuada em local adjacente e com materiais de sub-balastro (*ABGE*), provenientes de uma pedreira do empreiteiro geral da obra Mota-Engil.

Para retirar os solos superficiais, de menor qualidade, e possibilitar a execução de uma plataforma com solos idênticos ao da execução do próprio aterro experimental, foi efectuada a escavação de um local com a área de cerca de 2000 m² e uma profundidade de cerca de 0,60 m.

A plataforma, que se pretendia com uma capacidade de carga elevada, foi executada em duas camadas de solo, com cerca de 0,30 m de espessura e com um teor em água inferior ao valor do ensaio de compactação Proctor modificado, compactadas com 12 passagens de cilindro vibrador.

Na área de implantação seleccionada para a realização do trecho do aterro experimental do solo com 0,50 m de espessura e com um teor em água superior ao óptimo modificado em cerca de 2%, para controlar a qualidade desta plataforma, foram nela realizados alguns ensaios de garrafa de areia, com gamadensímetro (Troxler), com o geogauge e com deflectómetro de impacto portátil (*DIP*) e um ensaio de carga com placa.

O aterro experimental do solo foi efectuado com as seguintes características:

– **Teor em água – $W_{\text{ópt}}-2\%$:**

- o Duas camadas com 50 metros de comprimento por 6 metros de largura, com espessuras de 0,30 m e de 0,50 m;
- o Uma camada com 25 metros de comprimento por 6 metros de largura, com uma espessura de 0,40 m.

– **Teor em água – $W_{\text{ópt}}$:**

- o Uma camada com 50 metros de comprimento por 6 metros de largura, com uma espessura de 0,40 m.

– **Teor em água – $W_{\text{ópt}}+2\%$:**

- o Uma camada com 50 metros de comprimento por 6 metros de largura com uma espessura de 0,40m.

Sobre a zona do aterro experimental dos solos colocadas com um teor em água correspondente ao **Wópt-2%** e com 0,50 m de espessura, foram construídas duas camadas de sub-balastro, cada uma com 25 metros de comprimento por 6 metros de largura, e com espessuras, respectivamente, iguais a 0,22m e a 0,30 m.

A compactação das várias camadas, que constituíram o aterro experimental, foi efectuada por níveis de energia correspondentes a 4, 6, 8, 10 e 12 passagens de cilindro vibrador.

Por cada nível de energia de compactação, foram efectuados vários tipos de ensaios, que de seguida se referem:

- Garrafa de areia;
- Gamadensímetro;
- Carga com placa;
- Deflectómetro de impacto portátil;
- Geogauge.

Para níveis intermédios e finais de compactação, foram também efectuados ensaios de:

- Georadar;
- Resistividade eléctrica.

O esquema das camadas e a localização dos ensaios nelas efectuados representam-se nas Figs. 10 a 12.

ATERRO EXPERIMENTAL		CAMADAS COM DESVIO DO TEOR EM ÁGUA (%)										WÓPT -2	WÓPT	WÓPT +2
		CAMADAS COM ESPESSURAS (cm)										30	40	50
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
A		ECP-DIP-GG-TR-GA (4)		ECP-DIP-GG-TR-GA (6)		ECP-DIP-GG-TR-GA (8)		ECP-DIP-GG-TR-GA (6)	ECP-DIP-GG-TR-GA (8)		ECP-DIP-GG-TR-GA (4)			
			ECP-DIP-GG-TR-GA (10)	DIN (12)	ECP-DIP-GG-TR-GA (12)		ECP-DIP-GG-TR-GA (12)	DIN (12)		ECP-DIP-GG-TR-GA (10)				
B	L1													
	L2	T-DIP-GG (*)						T-DIP-GG (*)						
	L3				T-DIP-GG (*)						T-DIP-GG (*)			
C		ECP-DIP-GG-TR-GA (6)	ECP-DIP-GG-TR-GA (8)	ECP-DIP-GG-TR-GA (4)				ECP-DIP-GG-TR-GA (4)		ECP-DIP-GG-TR-GA (8)	ECP-DIP-GG-TR-GA (6)			
				DIN (12)	ECP-DIP-GG-TR-GA (10)	ECP-DIP-GG-TR-GA (12)	ECP-DIP-GG-TR-GA (10)	DIN (12)	ECP-DIP-GG-TR-GA (12)					

Fig. 10 – Esquema das camadas com 50 m de comprimento do aterro de solo com a localização dos ensaios realizados

ATERRO EXPERIMENTAL		CAMADAS COM DESVIO DO TEOR EM ÁGUA (%)										WÓPT -2	WÓPT	WÓPT +2
		CAMADAS COM ESPESSURAS (cm)										30	40	50
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
A		ECP-DIP-GG-TR-GA (4)		ECP-DIP-GG-TR-GA (6)		ECP-DIP-GG-TR-GA (8)								
			ECP-DIP-GG-TR-GA (10)	DIN (12)	ECP-DIP-GG-TR-GA (12)									
B	L1													
	L2	T-DIP-GG (*)												
	L3				T-DIP-GG (*)									
C		ECP-DIP-GG-TR-GA (6)	ECP-DIP-GG-TR-GA (8)	ECP-DIP-GG-TR-GA (4)										
				DIN (12)	ECP-DIP-GG-TR-GA (10)	ECP-DIP-GG-TR-GA (12)								

Fig. 11 – Esquema das camadas com 25 m de comprimento do aterro de solo com a localização dos ensaios realizados

ATERRO EXPERIMENTAL		CAMADAS COM DESVIO DO TEOR EM ÁGUA (%)					WÓPT					
		CAMADAS COM ESPESSURAS (cm)					22,5 e 30					
		1	2	3	4	5	ZONA DE TRANSIÇÃO ENTRE AS CAMADAS DE 22,5 cm PARA A DE 30 cm					
A		ECP-DIP-GG-TR-GA (4)		ECP-DIP-GG-TR (6)		ECP-DIP-GG-TR-GA (8)		ECP-DIP-GG-TR-GA (4)		ECP-DIP-GG-TR (6)		ECP-DIP-GG-TR-GA (8)
			ECP-DIP-GG-TR (10)	DIN (12)	ECP-DIP-GG-TR-GA (12)			ECP-DIP-GG-TR (10)	DIN (12)	ECP-DIP-GG-TR-GA (12)		
B	L1											
	L2	T-DIP-GG (*)				T-DIP-GG (*)			T-DIP-GG (*)			
	L3			T-DIP-GG (*)				T-DIP-GG (*)				T-DIP-GG (*)
C		ECP-DIP-TR (6)	ECP-DIP-GG-TR-GA (8)	ECP-DIP-GG-TR-GA (4)				ECP-DIP-TR (6)	ECP-DIP-GG-TR-GA (8)	ECP-DIP-GG-TR-GA (4)		
				DIN (12)	ECP-DIP-GG-TR (10)	ECP-DIP-GG-TR-GA (12)			DIN (12)	ECP-DIP-GG-TR (10)	ECP-DIP-GG-TR-GA (12)	
		CAMADA DE 22,5 cm					CAMADA DE 30 cm					PORTANCE MÉTRÉ

Fig. 12 – Esquema das camadas com 25 m de comprimento do aterro de sub-balastro com a localização dos ensaios realizados

2.4.2 - RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS

Os resultados dos ensaios de garrafa de areia, em termos de compactação relativa (C_r) e de desvio do teor em água (Δ_w), foram calculados a partir de valores referência dos ensaios de compactação Proctor efectuados com os materiais da plataforma e do aterro experimental.

O ensaio de compactação Proctor de referência utilizado nos materiais da plataforma foi realizado pelo empreiteiro e o ensaio de compactação Proctor de referência utilizado nos solos do aterro experimental foi efectuado pelo LNEC, a partir de uma amostragem colhida durante a escavação do referido material.

Durante a execução do aterro foram colhidas 2 amostras após o espalhamento das camadas de 0,40 m de espessura, com teores em água superior e inferior, em 2%, ao óptimo de referência. Destas amostras foram, posteriormente, efectuados, no LNEC, ensaios de compactação Proctor, análise granulométrica, limites de Atterberg e densidade das partículas sólidas. Os resultados dos ensaios de identificação encontram-se resumidos no Quadro 1. A Fig. 13 apresenta as curvas granulométricas destas amostras. As curvas de compactação disponíveis, para os solos e para o sub-balastro, estão representadas na Fig. 14.

Quadro 2 – Resultados dos ensaios de identificação das amostras colhidas após espalhamento

AMOSTRA	LOCAL DA COLHEITA	DENSIDADE DAS PARTÍCULAS	LIMITE DE LIQUIDEZ	LIMITE DE PLASTICIDADE	ÍNDICE DE PLASTICIDADE
SOLO	CAM. 40 WÓPT -2%	2,66	31,6	23	8,6
SOLO	CAM. 40 WÓPT +2%	2,67	-	-	-

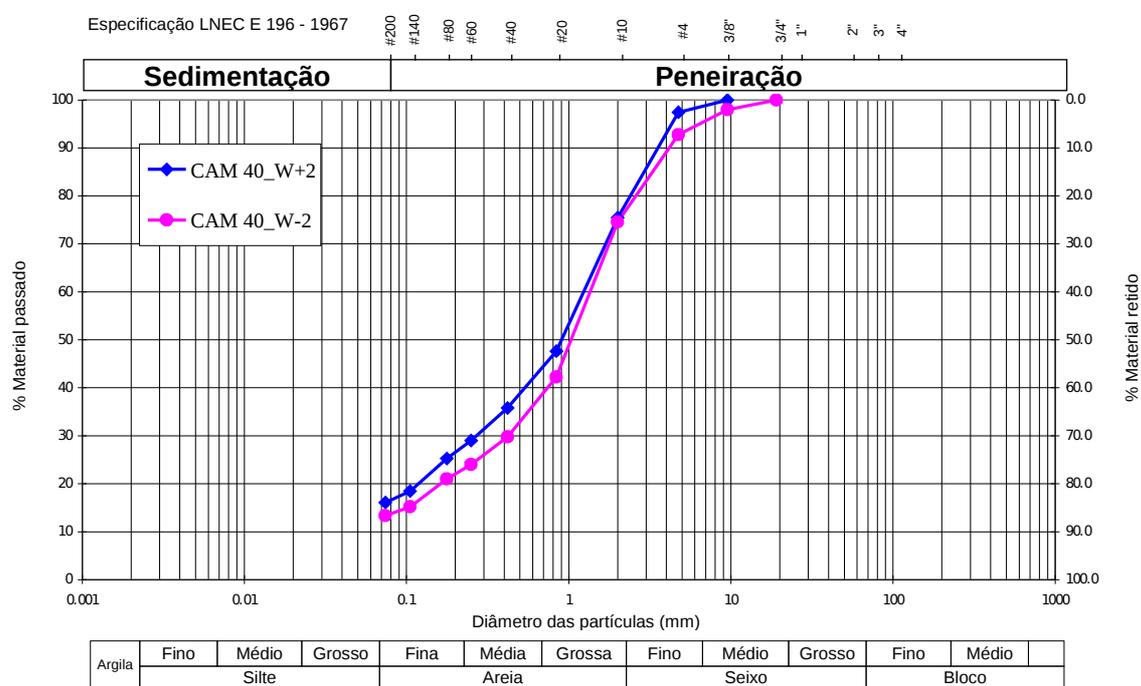


Fig. 13 – Curvas granulométricas das amostras colhidas após espalhamento

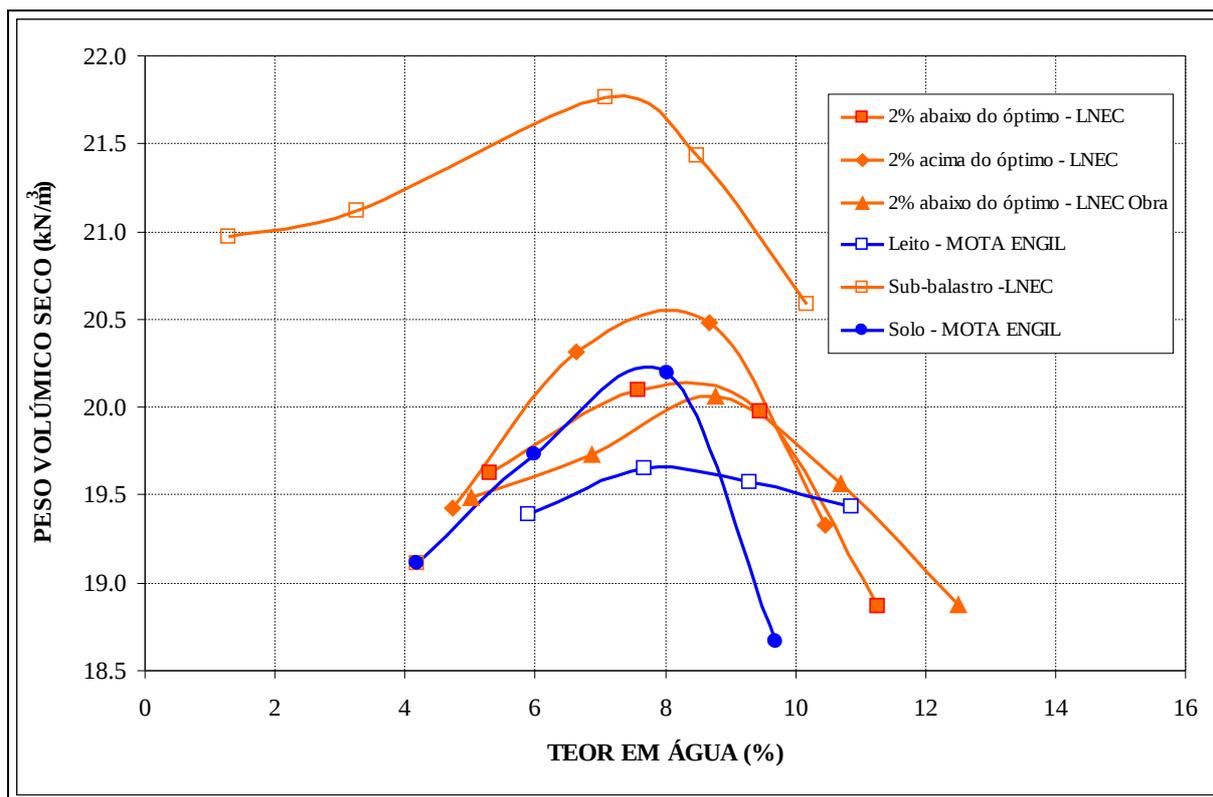


Fig. 14 – Ensaio de Proctor da amostra colhida após espalhamento com Wopt-2%

Os resultados das *garrafas de areia* foram calculados a partir do Proctor de referência efectuado sobre a amostra colhida durante a escavação e ensaiada em obra. A Fig. 15 apresenta os resultados obtidos – em termos de compactação relativa, CR , e de desvio do teor em água, Δw – em diversos locais, no aterro experimental com uma espessura de 0,30 m, com um teor em água do lado seco ($W_{opt-2\%}$), após 4 passagens do cilindro compactador.

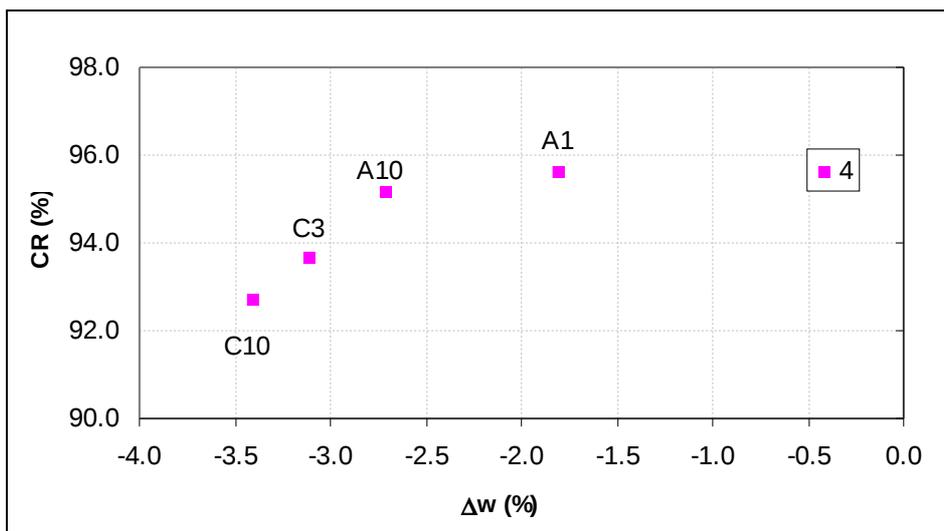


Fig. 15 – Resultados dos ensaios com a garrafa de areia, numa camada com 0,30 m com teor em água igual a $W_{opt}-2\%$ e após 4 passagens

A Fig. 16 apresenta os resultados obtidos com o mesmo tipo de ensaio ao longo da mesma camada, após 4 e 12 passagens do cilindro compactador, bem como a interpretação de todos os resultados obtidos nesta mesma camada, independentemente do número de passagens do cilindro compactador. A sua análise permite constatar que a camada apresenta grandes variações do teor em água, geralmente superiores ao valor alvo, de -2% . A compactação relativa é, em geral, superior a 95%, excepto em zonas pontuais, onde o desvio do teor em água é bastante superior ao desejável.

Nas Fig. 17 e 18 apresentam-se os resultados obtidos com a garrafa de areia, o gamadensímetro (*TROXLER*) e o *geogauge* e o *DIP*, na camada com 0,40 m de espessura, compactada do lado húmido ($W_{opt}+2\%$), respectivamente, após 4 e 12 passagens do cilindro compactador. Como se pode constatar, não há correspondência entre os ensaios realizados com a garrafa de areia e com o gamadensímetro. Por outro lado, não se pode inferir qualquer correlação entre as grandezas físicas, determinadas nestes dois ensaios, e a rigidez avaliada através do *geogauge* e do *DIP*.

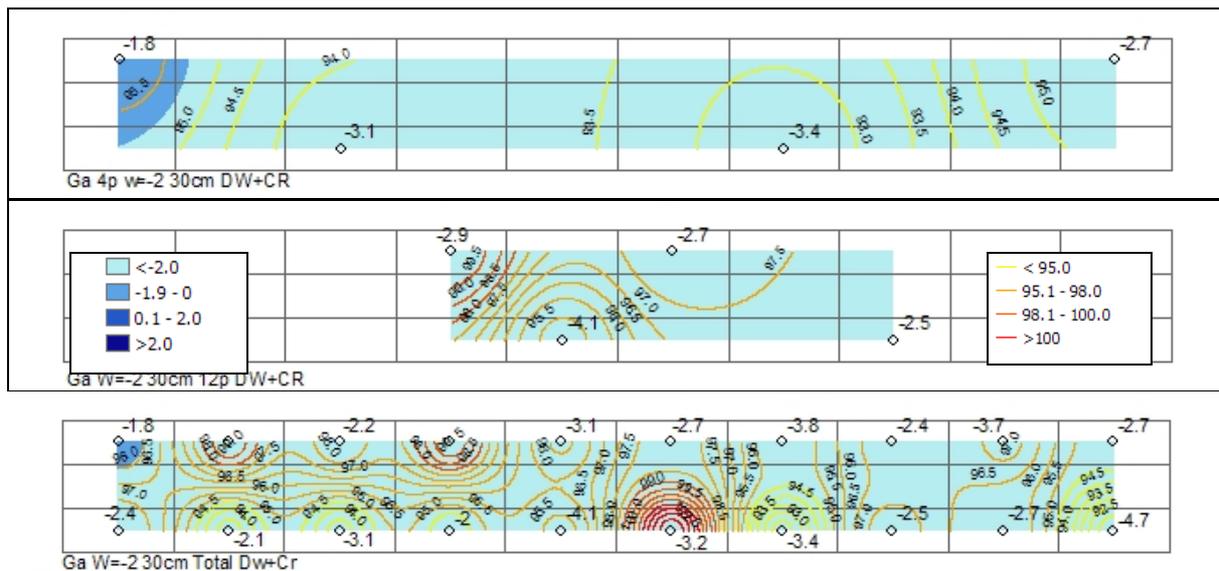


Fig. 16 – Resultados dos ensaios com a garrafa de areia, numa camada com 0,30 m, teor em água igual a $W_{opt}-2\%$, após 4 e 12 passagens e incluindo todos os resultados

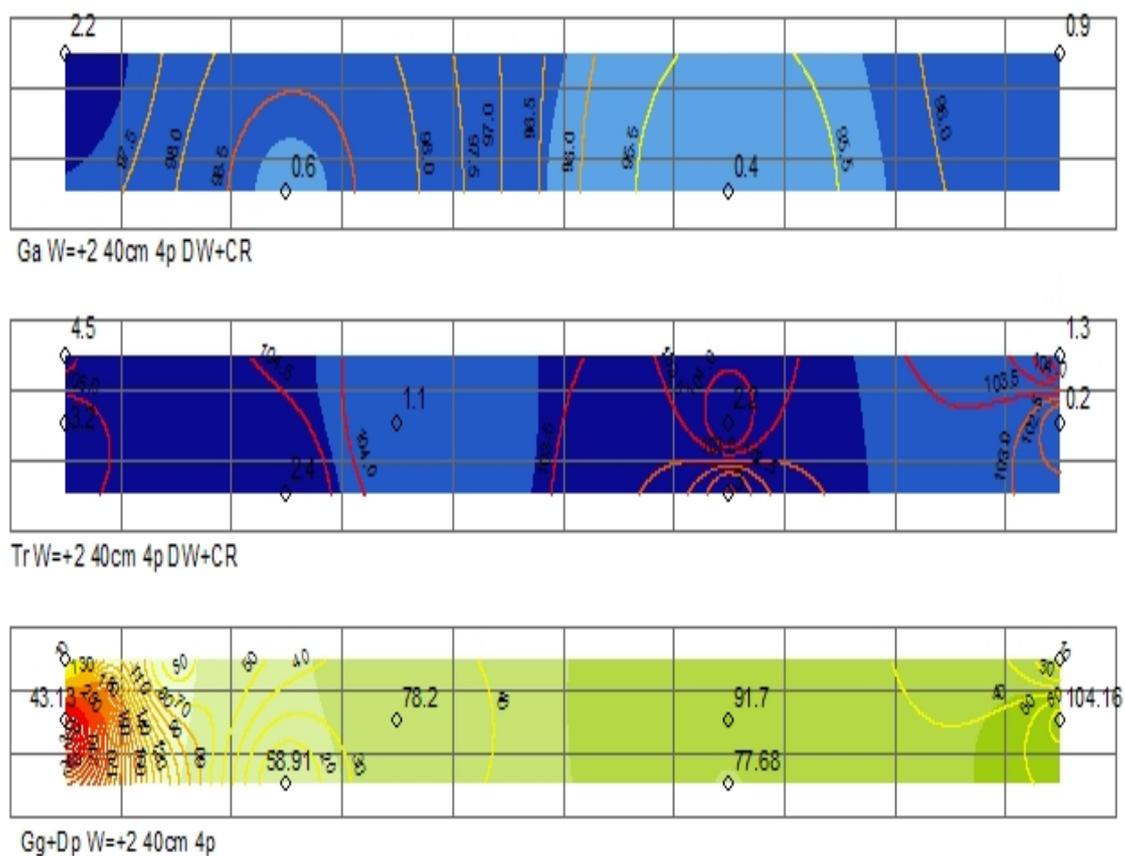


Fig. 17 – Resultados dos ensaios com a garrafa de areia, com o gamadensímetro e com o geogauge, numa camada de 0,40 m, compactada do lado húmido, após 4 passagens

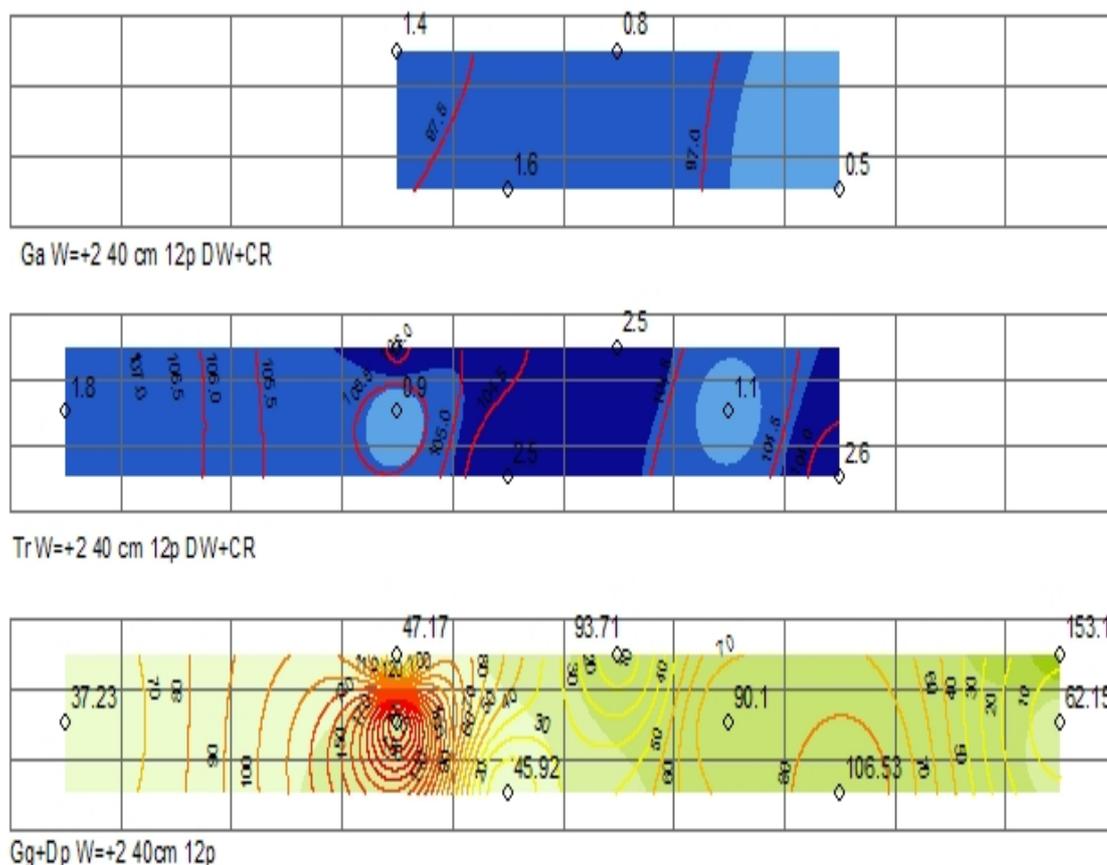


Fig. 18 – Resultados dos ensaios com a garrafa de areia, com o gamadensímetro e com o geogauge, numa camada de 0,40 m, compactada do lado húmido, após 12 passagens

Na Fig. 19 apresenta-se os resultados dos ensaios de garrafa de areia, do lado seco, após 12 passagens do cilindro compactador, para as diferentes espessuras de camada. Da sua análise, conclui-se que os valores obtidos na camada mais espessa, de 0,50 m, são diminutos, sendo devidos a dois factores – à elevada espessura adoptada e ao grande desvio do teor em água.

As Figuras 20 e 21 apresentam os resultados dos ensaios de carga em placa (ECP), com o geogauge e com o DIP, respectivamente, em função da compactação relativa e do desvio do teor em água, avaliados com a garrafa de areia. A Fig. 22 compara os resultados dos ensaios com o geogauge e com o DIP com os obtidos com o carregamento em placa.

Os mesmos tipos de representações são apresentados nas Figuras 23 a 26 para as camadas com 0,40 m de espessura, após 12 passagens do cilindro compactador.

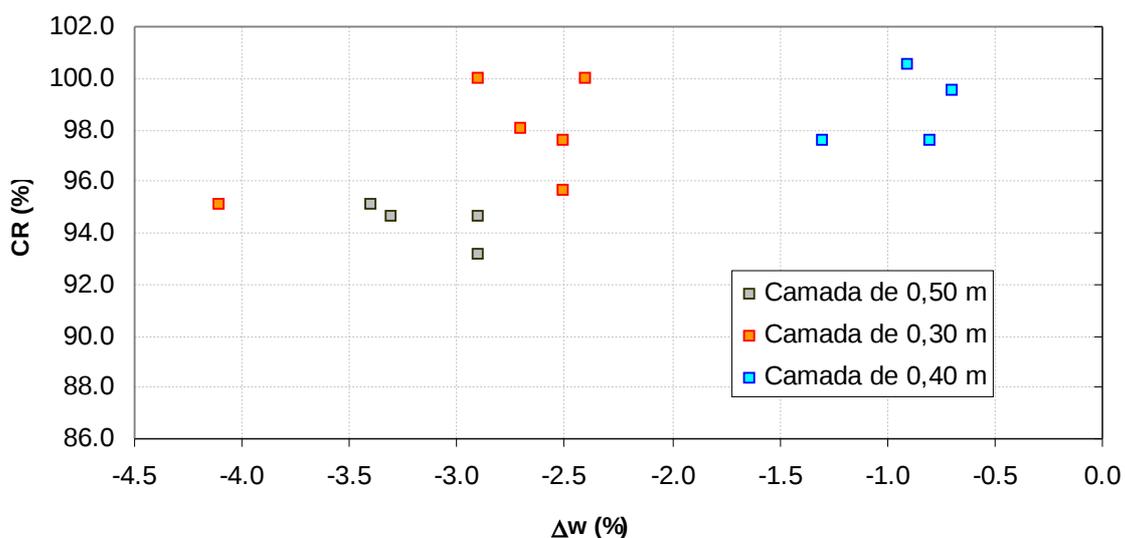


Fig. 19 – Resultados dos ensaios com a garrafa de areia, das diferentes camadas compactadas do lado seco, após 12 passagens

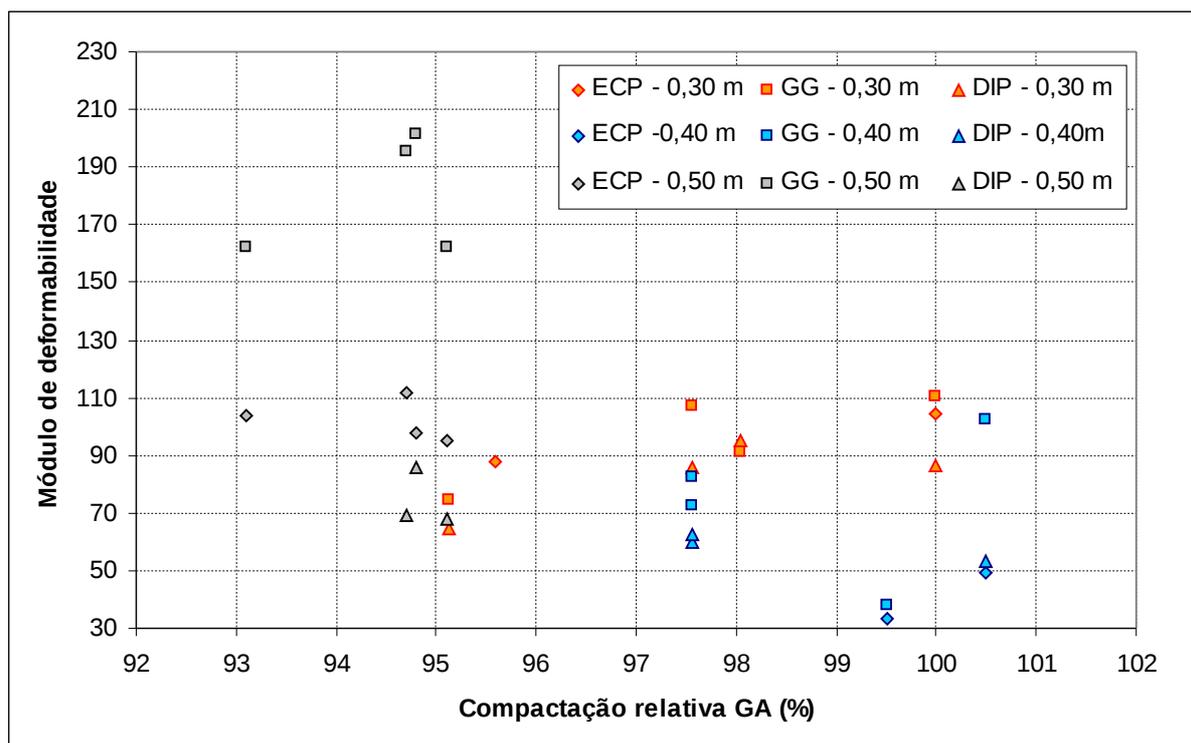


Fig. 20 – Resultados dos ensaios de carga em placa, com o geogauge e com o DIP, das diferentes camadas compactadas do lado seco, após 12 passagens, em função da compactação relativa

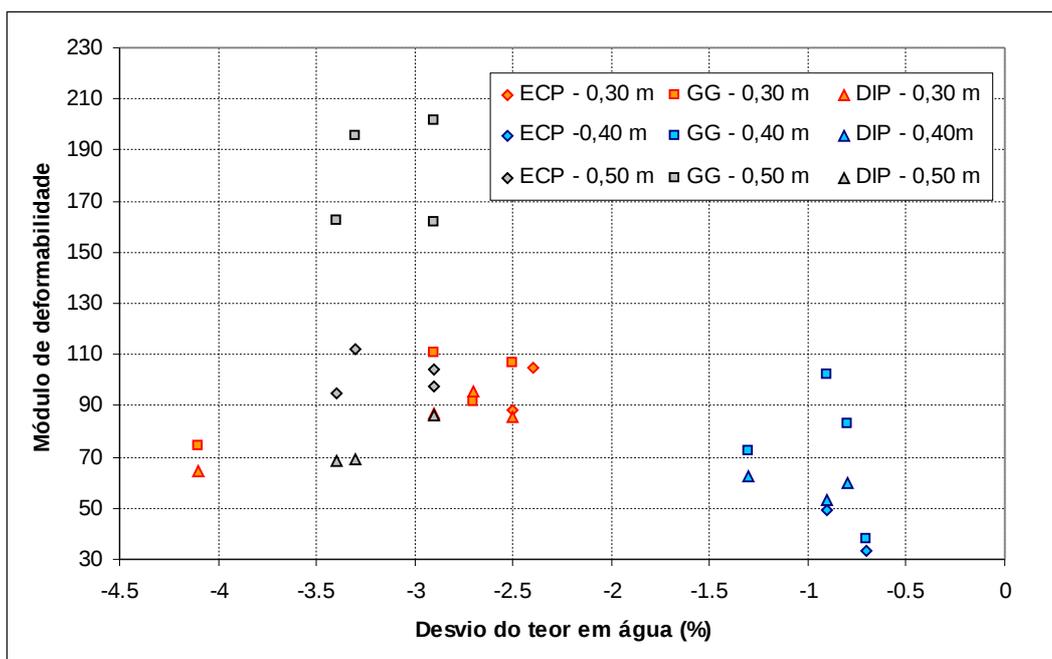


Fig. 21 – Resultados dos ensaios de carga em placa, com o geogauge e com o DIP, das diferentes camadas compactadas do lado seco, após 12 passagens, em função do desvio do teor em água

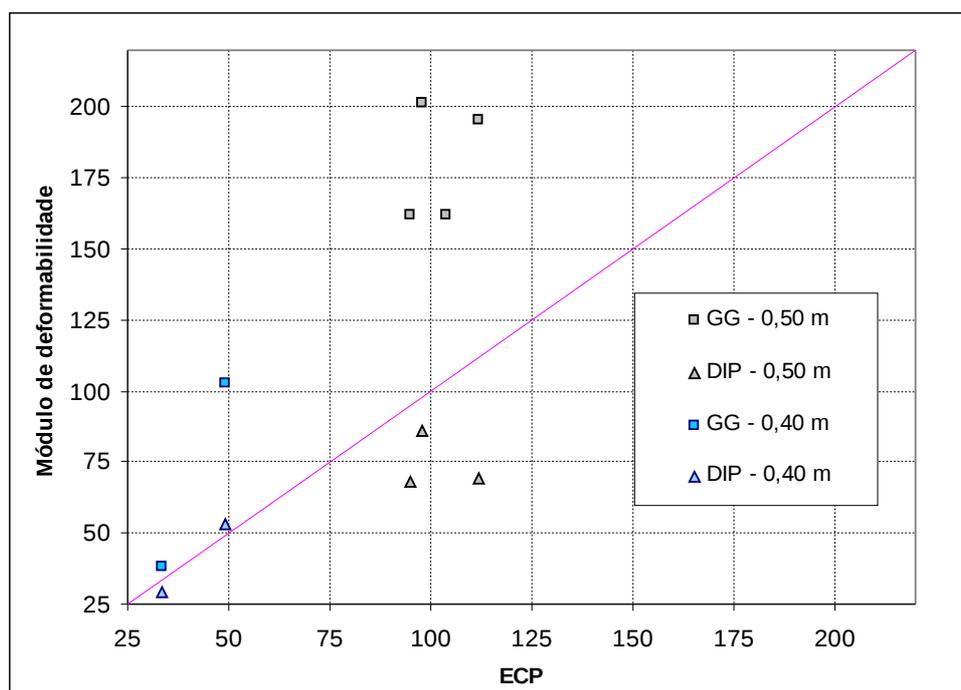


Fig. 22 – Resultados dos ensaios com o geogauge e com o DIP, das diferentes camadas compactadas do lado seco, após 12 passagens, em função dos resultados dos ensaios de carga em placa

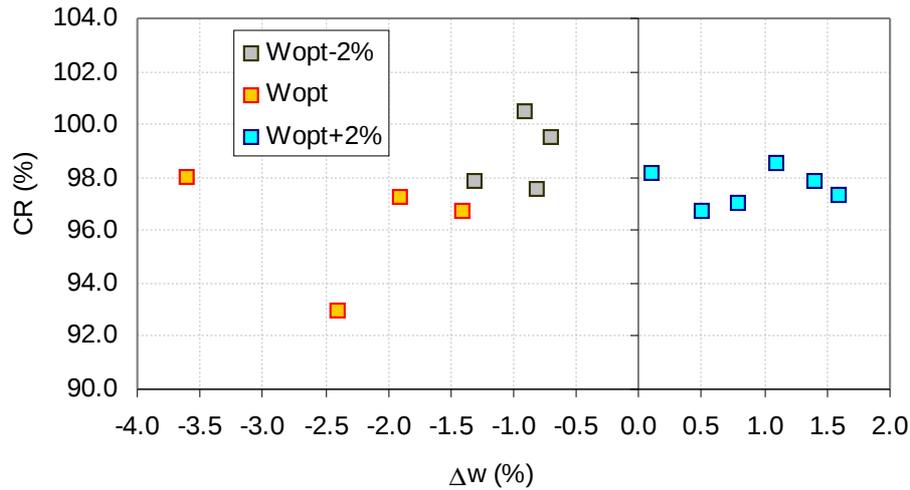


Fig. 23 – Resultados dos ensaios com a garrafa de areia nos aterros experimentais compactados após 12 passagens, com uma espessura de 0,40 m

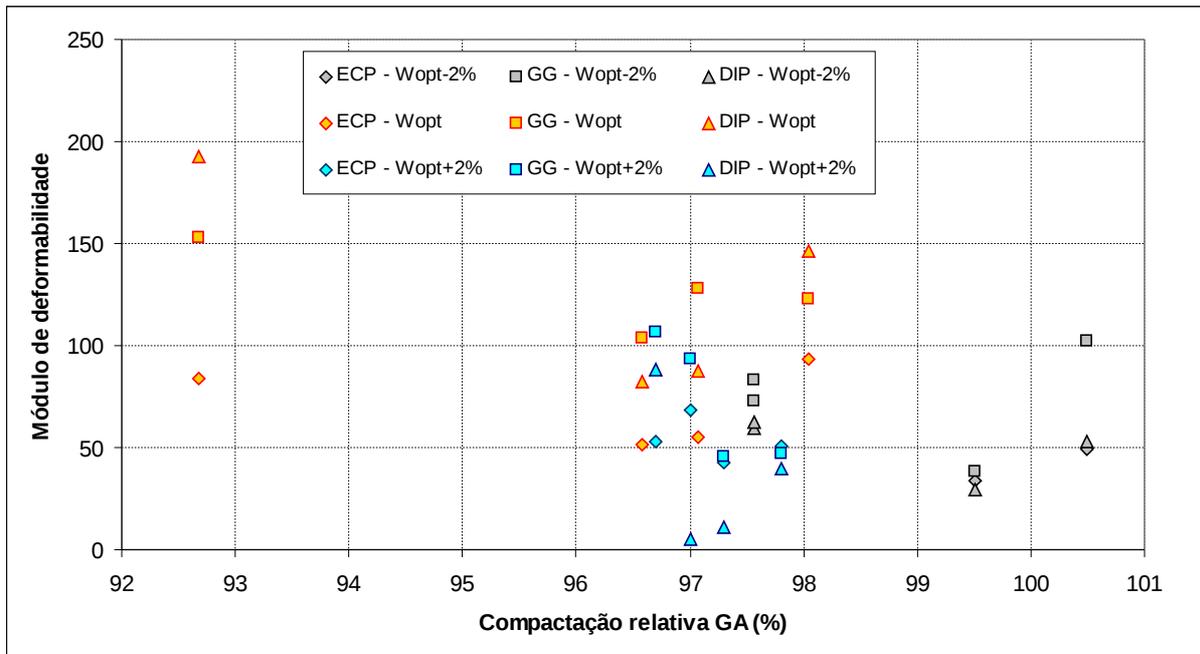


Fig. 24 – Resultados dos ensaios de carga em placa, com o geogauge e com o DIP, das camadas com 0,40 m, após 12 passagens, em função da compactação relativa

Complementarmente, foram realizados ensaios com o georadar, para detecção da separação entre as camadas de solo e de sub-balastro, na zona de espessura era variável entre 0,22 e 0,30 m (Figuras 27 e 28), e ensaios de resistividade eléctrica, para detecção da variação do teor em água (Figura 29).

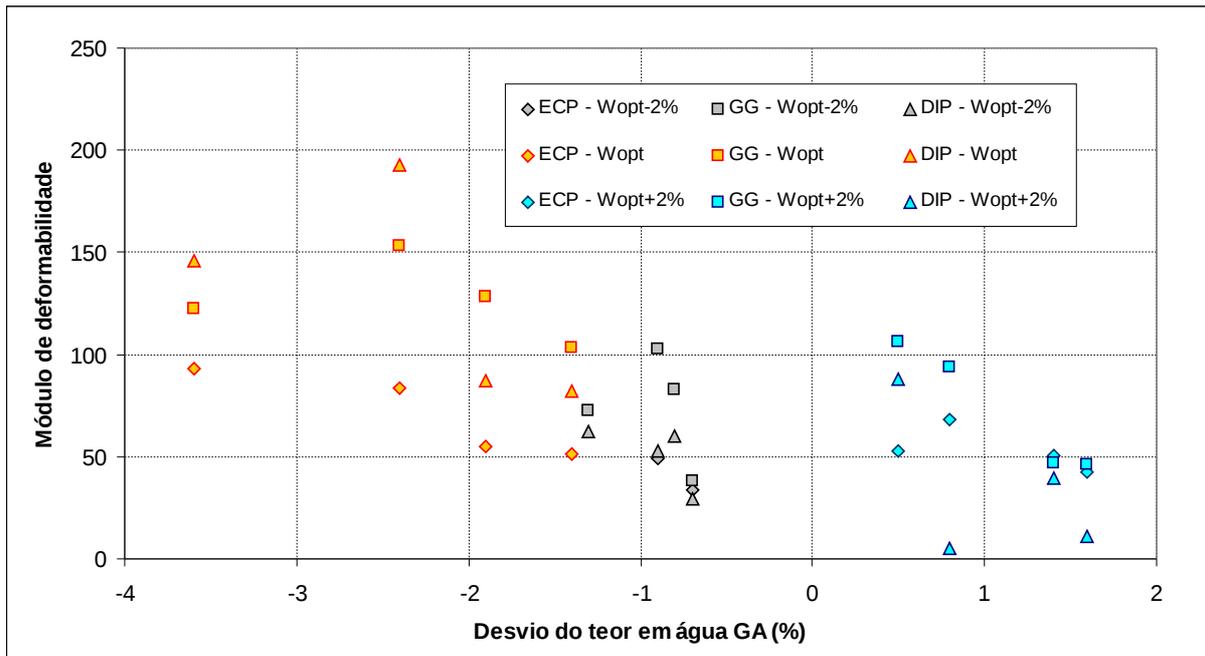


Fig. 25 – Resultados dos ensaios de carga em placa com o geogauge e com o DIP, das camadas com 0,40 m, após 12 passagens, em função do desvio do teor em água

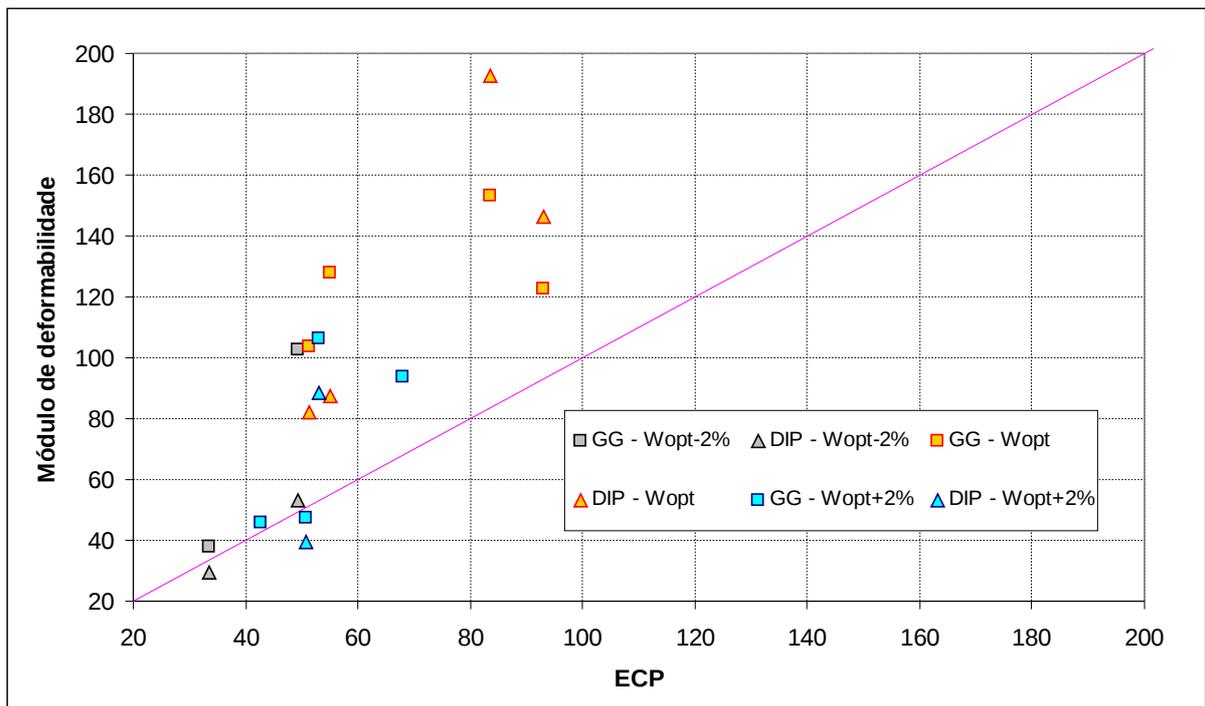


Fig. 26 – Resultados dos ensaios com o geogauge e com o DIP, das camadas com 0,40 m, após 12 passagens, em função dos resultados dos ensaios de carga em placa

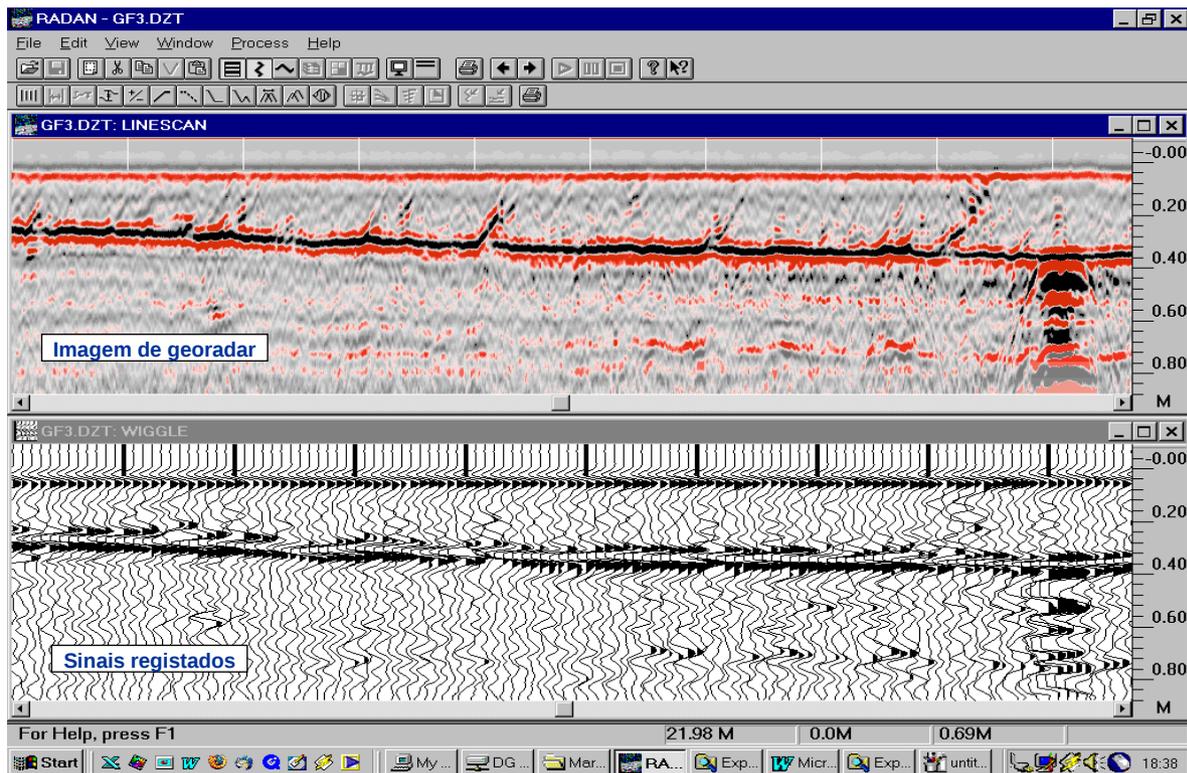


Fig. 27 – Resultados dos ensaios com o georadar

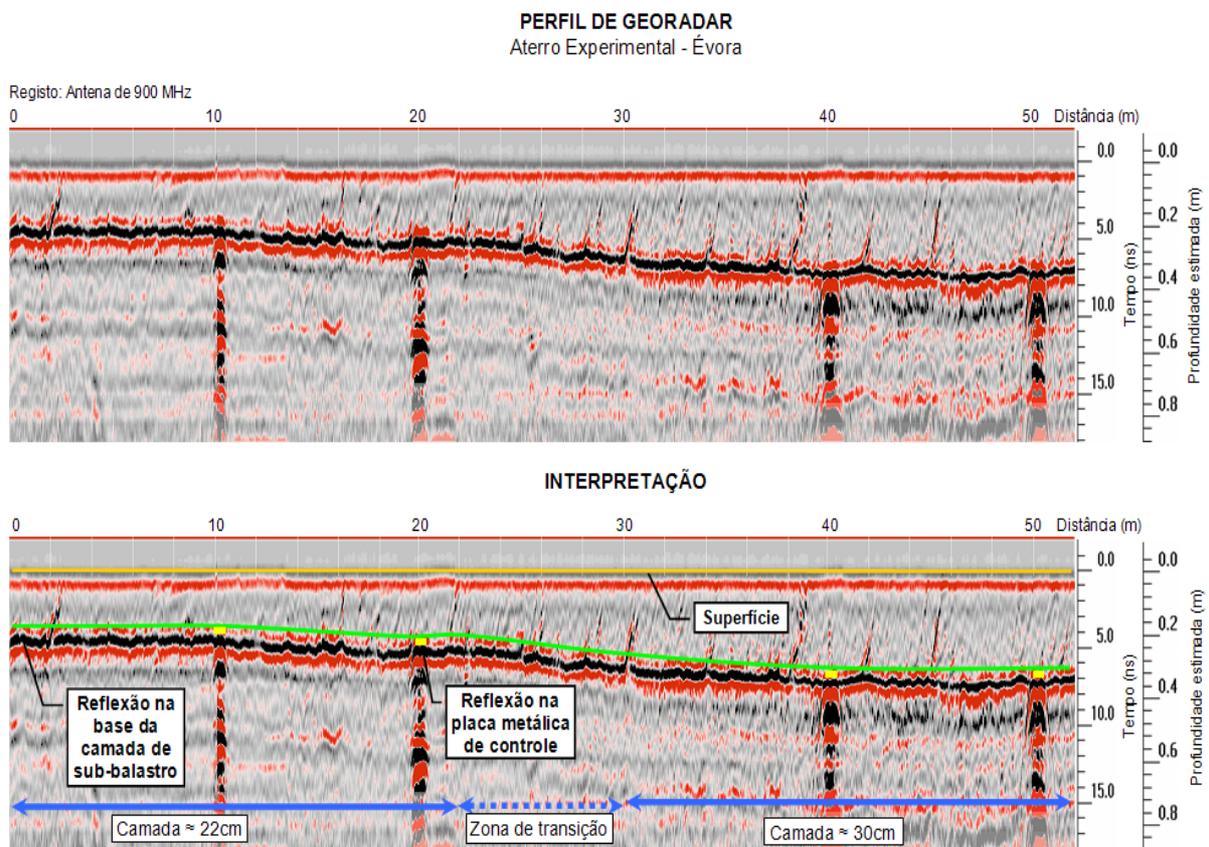
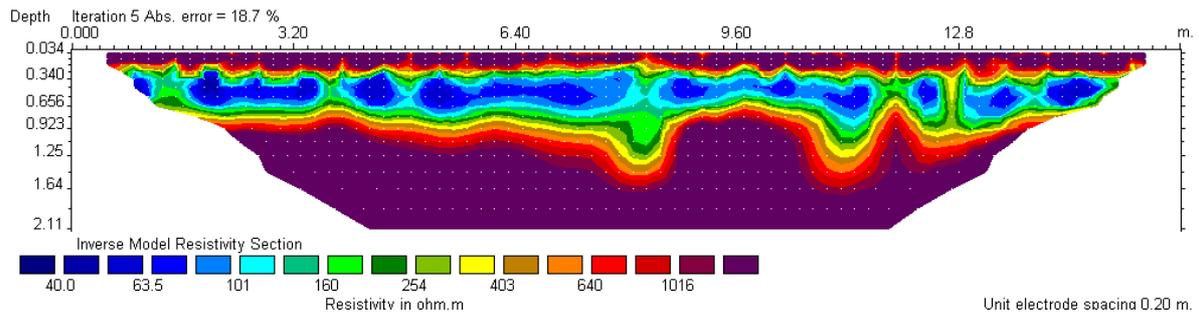
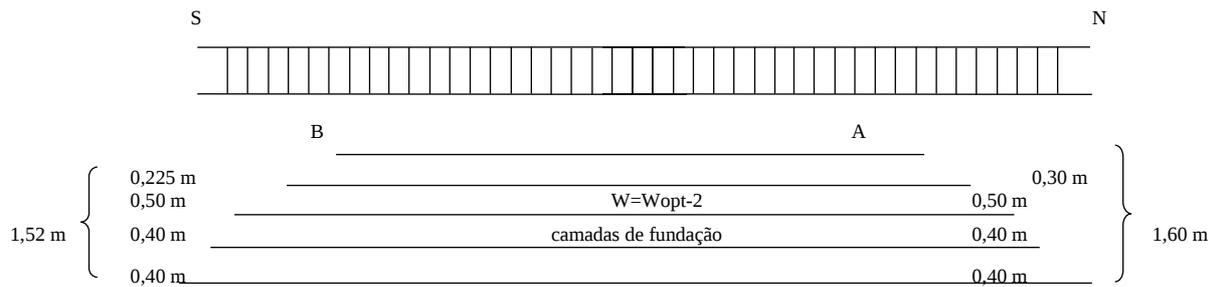
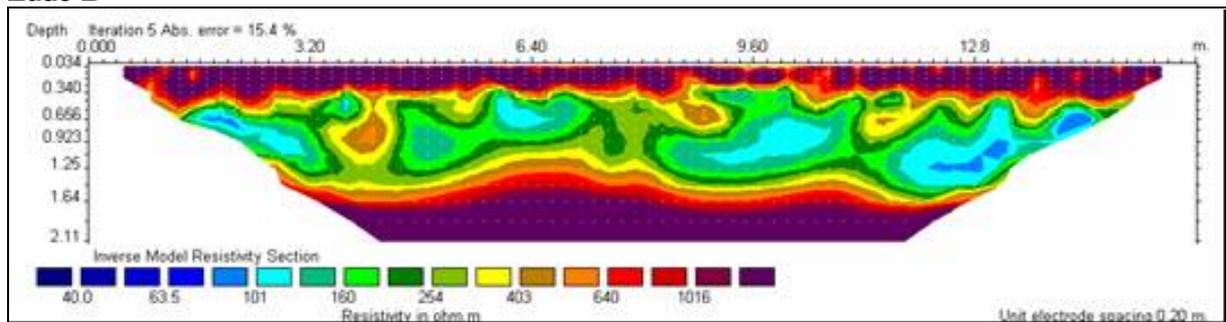


Fig. 28 – Interpretação dos ensaios com o georadar



Lado B



Lado A

Fig. 29 – Resultados dos ensaios de resistividade eléctrica

2.4.3 - CONCLUSÕES

Os aterros experimentais foram realizados de acordo com as práticas habituais na construção de aterros ferroviários.

Através da análise dos resultados pode-se constatar a existência de uma falta de homogeneização dos materiais empregues na construção dos aterros, o que conduziu à ocorrência de uma acentuada variabilidade, quer em planta quer em profundidade, comprometendo, deste modo, a calibração dos ensaios mecanicistas realizados. No entanto, os resultados baseados nos índices físicos revelam coerência.

Em face dos resultados obtidos pode-se concluir por uma determinante influência, nos ensaios que medem a deformabilidade, do teor em água, que deve ser explorada.

Os resultados obtidos com o *georadar* e os de resistividade eléctrica deram resultados muito promissores, que devem ser objecto de desenvolvimento futuro.

2.5 - Caracterização laboratorial do comportamento dinâmico e cíclico de geomateriais

O ensaio de carga triaxial cíclica, sobre provetes cilíndricos, tem sido considerado um dos melhores ensaios para a caracterização laboratorial dos geomateriais que habitualmente constituem as camadas de apoio das infra-estruturas de transporte.

O estudo do comportamento mecânico destes materiais, alguns deles constituídos por partículas de dimensões da ordem de 5 a 10 cm, como o balastro ferroviário e os agregados de granulometria extensa, deve ser realizado sobre provetes de grandes dimensões, que permitam utilizar a granulometria integral.

A determinação das características de deformabilidade dos materiais em causa, nomeadamente no domínio das muito pequenas deformações, exige a medição das solicitações sobre o provete no interior da câmara e a medição local das deformações.

Foi desenvolvido no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), um equipamento que permite a aplicação de cargas cíclicas a provetes cilíndricos de 300 mm de diâmetro, em ambas as direcções principais, recorrendo a distintas trajectórias de tensão, incluindo as que se estabelecem com valores da pressão de confinamento superiores a 100 kPa.

Os sistemas de medição desenvolvidos permitem a leitura de todas as grandezas no interior da câmara e foram concebidos com o objectivo de medir, com o mínimo de histerese, extensões axiais e radiais na zona central do provete, com uma resolução de, pelo menos, 10^{-5} , interferindo o mínimo com o comportamento do material a ensaiar.

2.6 - Resposta do sistema caminho de ferro – solo às cargas impostas por comboios de alta-velocidade

Neste âmbito a equipa do LNEC desenvolveu diversos trabalhos, os quais foram descritos nos relatórios parcelares e através de comunicações ou artigos. Destacam-se as seguintes actividades e/ou tarefas:

- avaliação comparativa dos programas comerciais adequados para a modelação do fenómeno:

- neste estudo foram avaliados os seguintes programas: Quake/w, Plaxis dynamic, FLAC 2D, Abaqus, Adina, Diana e Flac3D;
 - posteriormente foram desenvolvidos estudos usando o programa Code-Aster da EDF, disponibilizado em regime de licenciamento público (GPL);
 - em resultado dos estudos efectuados, no LNEC, todos os modelos foram desenvolvidos usando os programas Plaxis Dynamic e Code-Aster;
 - Concluiu-se que, muito embora a modelação através do programa Plaxis possa ter algumas vantagens, nomeadamente na preparação do modelo, que é mais célere, o programa Code-Aster é muito mais rápido na simulação.
- Proposta de modelo de cargas para cálculos 2D:
 - O fenómeno de geração e de propagação das vibrações devidas ao tráfego ferroviário é tridimensional. De facto, mesmo que a geometria do problema possa ser considerada como bidimensional (quando a regularidade das formações que compõem a fundação assim o permitir), a deformação que se gera não é a que corresponde a um estado plano de deformação. Apesar deste facto, as modelações a duas dimensões são de grande interesse, por serem muito mais simples de realizar. Com base na proposta apresentada é possível realizar modelações 2D. Os resultados obtidos foram comparados com medições reais, tendo sido possível estabelecer os limites de aplicação do modelo simplificado.
 - Modelação 3D:
 - Foram desenvolvidos modelos tridimensionais, capazes de modelar o movimento do comboio. Os modelos foram desenvolvidos e testados apenas em regime elástico e os resultados obtidos, sendo melhores que os que resultam dos modelos bi-dimensionais, ainda não modelam de forma adequada o fenómeno.
 - Ferramentas de processamento digital de sinais:

- foram realizadas medições experimentais das vibrações em resultado da passagem dos comboios. Essas campanhas de medição foram desenvolvidas na Linha do Norte, na zona adjacente à central do Carregado. Para a análise das leituras obtidas foram desenvolvidas ferramentas que permitem:
 - a determinação da velocidade exacta de circulação do comboio, com base na sua geometria e nas leituras de um acelerómetro colocado na proximidade da linha.
 - a obtenção da resposta, em velocidades e deslocamentos, em resultado da aplicação de filtros digitais ao sinal e de algoritmos de integração numérica das acelerações.
- Determinação do eixo unitário:
 - os modelos de cálculo em elementos finitos baseiam-se aplicação do princípio da sobreposição de efeitos, válida para comportamentos elástico lineares, permitindo, em teoria, obter a resposta do comboio pela sobreposição dos efeitos dos eixos individuais. Foram desenvolvidos algoritmos que permitem realizar a operação inversa, isto é, permitem obter o eixo unitário a partir das medições no campo.

2.6.1 - MODELOS BI-DIMENSIONAIS

De acordo com o plano de trabalhos foi decidido efectuar a modelação do comportamento dinâmico de um trecho de via férrea submetido à passagem de um comboio de alta velocidade.

A modelação da resposta foi feita, recorrendo a diversas aplicações, de forma independente por cada um dos organismos associados ao projecto. Todos os cálculos partiram de uma base comum estabelecida pela equipa da Universidade do Minho¹.

Numa fase inicial e, de acordo com os estudos de outros autores (Gutowski et al.1976), é possível estudar os efeitos das vibrações, recorrendo a simetrias planas, em particular, a um estado plano de deformação, desde que se considere que a observação das deformações é feita a uma distância inferior a L_c/π , sendo L_c o comprimento total do comboio, e que a velocidade de circulação seja inferior à velocidade crítica (Fig. 30).

1 PROJECTO POCI/ECM/61114/2004 - "INTERACTION SOIL-RAILWAY TRACK FOR HIGH SPEED TRAINS - Definição de caso de estudo de um trecho de via-ferrea para simulação numérica".

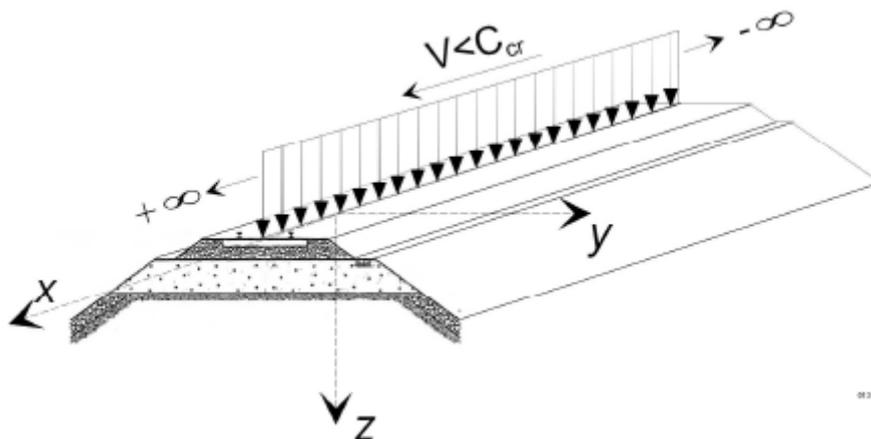


Fig. 30- Aproximação do comboio a uma carga linear

Recorrendo aos dados publicados por Degrande (2000), é possível efectuar cálculos preliminares, que permitem calibrar os modelos numéricos, mesmo antes de se efectuarem em Portugal, medições das vibrações em comboios de alta velocidade. Os dados anteriores referem-se à passagem de um comboio Thalys HST, a velocidades entre 223 km/h e 314 km/h, na homologação da linha Bruxelas-Paris. As características geométricas e a distribuição das cargas do comboio encontram-se em anexo.

2.6.2 LIMITAÇÕES DA MODELAÇÃO 2D

O fenómeno de geração e de propagação das vibrações devidas ao tráfego ferroviário é tridimensional. De facto, mesmo que a geometria do problema possa ser considerada como bidimensional (quando a regularidade das formações que compõem a fundação assim o permitir), a deformação que se gera não é a que corresponde a um estado plano de deformação. Este facto é mais evidente na proximidade das extremidades do comboio, pois neste caso, existem secções sem carga (antes da passagem dos eixos) e outras com carga (sob os eixos). Naturalmente que, neste caso, as secções entre estas duas situações sofrem deformações que não podem ser avaliadas nos cálculos planos.

Em certas situações, como as que se apresentam esquematicamente na Fig. 30, é possível considerar que o carregamento do comboio se pode considerar como uma carga distribuída no plano perpendicular ao da análise. Adicionalmente, é necessário que a velocidade de circulação do comboio seja inferior à velocidade crítica. Nestas condições, a deformação correspondente a cada eixo é, aproximadamente, aquela que se obtém da solução da viga apoiada em meio elástico. Se, pelo contrário, a velocidade se aproximar da velocidade crítica,

a deformação antes e depois da carga é muito diversa e as simplificações consideradas tornam-se demasiado grosseiras.

Adicionalmente, o estudo das deformações não pode ser estendido a todo o perfil analisado. De facto, segundo Gutowski et al. (op. cit.), a observação das deformações tem de ser limitada a uma distância inferior a L_c/π .

2.6.3 - MODELAÇÃO

2.6.3.1 - Modelo geométrico

A configuração geométrica do problema em estudo foi estabelecida por forma a criar uma base de trabalho comum às diversas equipas. A geometria adoptada é a que se apresenta na Fig. 31. A partir desta geometria foi realizada uma discretização em elementos finitos, obtendo-se a malha representada na Fig. 32. Esta malha tem 249 elementos finitos triangulares, de 15 pontos nodais, e foi efectuada por geração automática, com um algoritmo de triangulação. O programa usado foi o PLAXIS 8.2, com o módulo dinâmico, tendo-se tirado partido da simetria do problema relativamente a um eixo vertical que passa no eixo da via. Procurou-se aumentar a discretização da malha na zona do aterro ferroviário e nas camadas subjacentes (campo próximo). Nas restantes zonas (campo afastado) foi considerada uma malha mais grosseira.

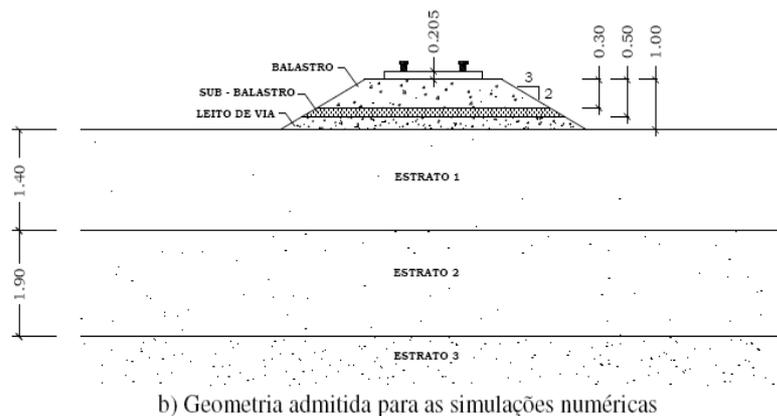


Fig. 31- Geometria do problema

Alguns dos elementos que compõem a superestrutura ferroviária são considerados de forma simplificada no que respeita ao cálculo. É o caso do carril UIC60. Assim, apesar de a geometria deste elementos ser relativamente complexa, no modelo de cálculo, o carril é

considerado como sendo rectangular, com dimensões que lhe conferem igual inércia (segundo xx) e área (Fig. 33).

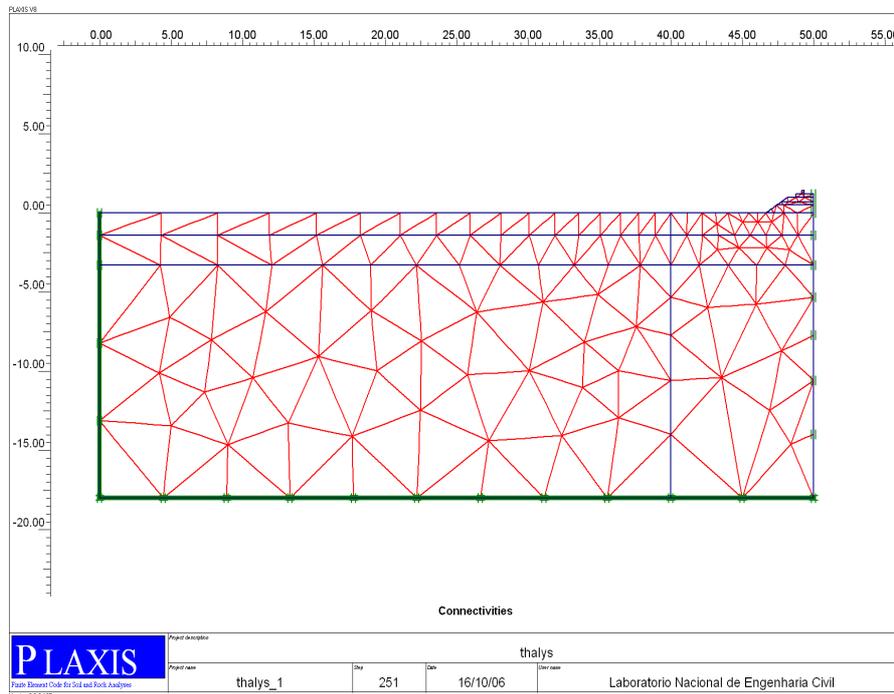


Fig. 32- Malha de elementos finitos

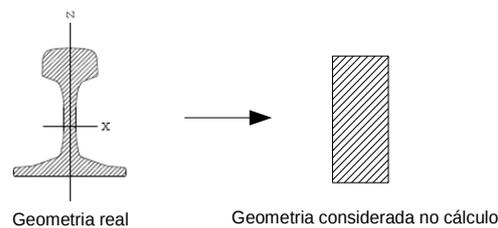


Fig. 33- Simplificação da forma do carril UIC60

De acordo com a simplificação anterior, ter-se-á:

- $b=3,64$ cm e
- $h=21,59$ cm.

Apesar de estas dimensões serem as correctas para simular as características geométricas do perfil UIC60, não podem ser usadas no programa de cálculo PLAXIS uma vez que, sendo $b=3,64$ cm, os pontos nodais estariam demasiado próximos e o algoritmo de geração automática de malha não funcionaria. Assim, considerar-se-á $b=15$ cm, resultando $h=14,22$ cm. Com estas dimensões o valor da área do carril resulta consideravelmente superior ao real.

No entanto, dado que se trata de um cálculo plano, admite-se que o erro cometido é desprezável. Na verdade, a área do perfil apenas influi na transmissão de esforços no sentido perpendicular ao da análise.

2.6.3.2 - Modelo das cargas

As cargas a considerar nos cálculos, são as que derivam da passagem do comboio. A história de carregamento depende, naturalmente, da velocidade do comboio. O facto de o modelo, que se está a considerar, ser plano coloca algumas dificuldades na definição do carregamento, uma vez que qualquer carga pontual, que se considere no modelo 2D, corresponde, na realidade, a uma carga linear. Assim, para efectuar os cálculos pretendidos é necessário considerar algumas simplificações e, na interpretação dos resultados, limitar a sua validade às distâncias referidas anteriormente. O comprimento máximo do comboio Thalys é de 196,7 m (distância máxima entre eixos), pelo que os resultados obtidos num modelo 2D com uma carga linear podem ser considerados como válidos para distâncias de $L_c/\pi \approx 62,6 \text{ m}$.

Apesar das cargas transmitidas pelos eixos serem pontuais, a rigidez dos elementos estruturais da superestrutura ferroviária faz com que, num dado ponto, o seu efeito se faça sentir antes da passagem do eixo. Para velocidades de circulação, V , inferiores à crítica, V_{cr} , a carga que se faz sentir em cada ponto, devida à passagem de um eixo, segue aproximadamente a lei correspondente ao diagrama da Fig. 34. A forma exacta da curva depende da velocidade da carga, da resposta da superestrutura ferroviária e da sua fundação, sendo que, para velocidades mais elevadas (mas ainda inferiores à crítica), a curva tende a ficar mais apertada. Quando a velocidade se aproxima da velocidade crítica, a curva perde a simetria, verificando-se o valor máximo áquem da carga.

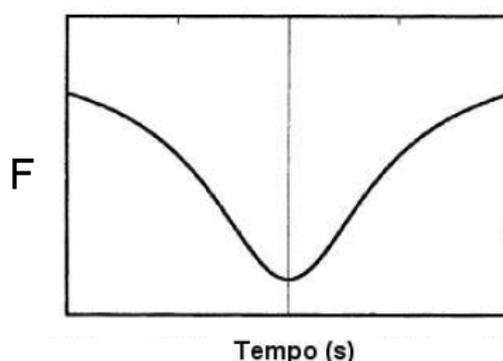


Fig. 34- Carga devida a um eixo a velocidade sub-crítica

Uma forma aproximada de definir a distribuição de cargas pode ser considerada admitindo uma distribuição ajustada ao espaçamento entre travessas, tal como é considerado na regulamentação japonesa. De acordo com este documento, uma parcela variável entre 40 e 60% da carga é distribuída para as travessas adjacentes.

Uma forma de estabelecer a distribuição de cargas consiste em aproveitar os resultados da solução da viga de Winkler para o movimento de uma carga. De acordo com este modelo simplificado, a resposta quase estática, em termos de deslocamento, é dada por:

$$w(s) = \frac{Q}{2kL} e^{-\frac{|s|}{L}} \left(\cos\left|\frac{s}{L}\right| + \sin\left|\frac{s}{L}\right| \right) \quad (19)$$

sendo Q a carga aplicada, k o coeficiente de reacção da fundação, L o comprimento característico da viga e s a coordenada num referencial em movimento com a carga.

É razoável admitir que, para velocidades inferiores à crítica, a distribuição de forças sob cada eixo deverá seguir uma distribuição análoga, com as devidas adaptações:

$$F(s) = \frac{F_e}{2L} e^{-\frac{|s|}{L}} \left(\cos\left|\frac{s}{L}\right| + \sin\left|\frac{s}{L}\right| \right) \quad (20)$$

Neste caso $F(s)$, representa a distribuição da força devida a cada eixo, que é função da força F_e correspondente a esse eixo. O valor do comprimento característico, L , pode ser ajustado no sentido de fazer corresponder ao ponto $s=0$ (sob o eixo) uma determinada parcela da carga.

A transformação entre o referencial estático “ x ” (aquele que é objecto de modelação) e o referencial em movimento “ s ” é obtida através de:

$$s = \frac{1}{L}(x - V_0 t) \quad (21)$$

onde V_0 representa a velocidade do comboio e t o tempo.

Assim, admitindo que, para $s=0$, se tem 60% da carga do eixo, ter-se-á $L=0,833$ m e a distribuição de cargas, correspondente a cada eixo, como a que se apresenta na Fig. 35, para uma carga (F_e) unitária.

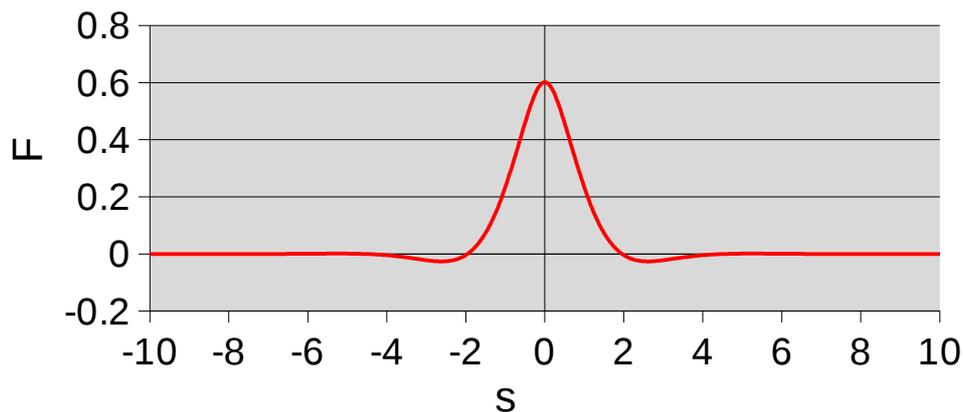


Fig. 35- Distribuição de cargas para um eixo com carga unitária

O efeito do comboio pode ser agora obtido considerando a sobreposição dos diversos eixos que compõem a totalidade do comboio. De acordo com a distribuição de cargas do comboio Thalys, tem-se:

$$F = \sum_{i=1}^{i=n} F_i \quad (22)$$

Para a velocidade de 314 km/h (87,22(2) m/s), o comboio passa em cada secção em 2,255 s. Naturalmente que a modelação deve começar um pouco antes do primeiro eixo passar na secção de cálculo, uma vez que o seu efeito se faz sentir com a aproximação à secção de análise. Além disso, a modelação deve terminar algum tempo depois, no sentido de deixar estabilizar as vibrações.

Combinando os diversos eixos, de acordo com a tipologia do comboio, e aplicando as expressões anteriores, é possível estabelecer o plano de cargas a aplicar. Esse plano encontra-se representado na Fig. 36. Para o traçado desta figura considerou-se um intervalo de tempo de 0,005 s, apesar de nos cálculos efectuados, se ter considerado uma discretização de 1 ms, adequada aos intervalos de integração numérica temporal do modelo.

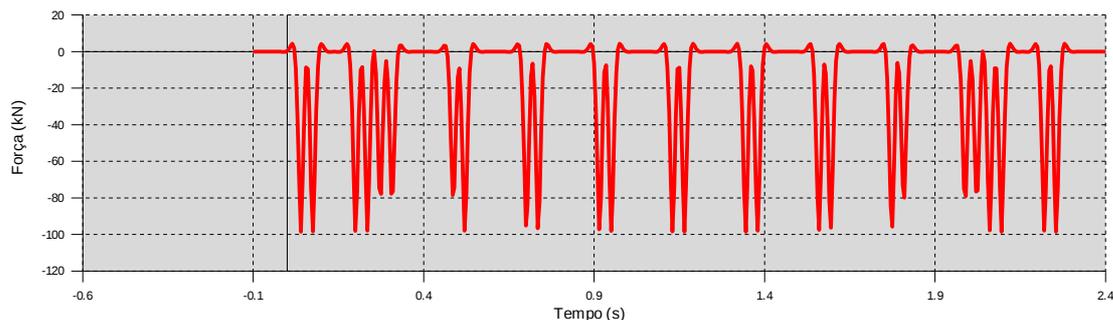


Fig. 36- Plano de cargas a aplicar à secção de cálculo ($V=314$ km/h)

2.6.3.3 - Condições de fronteira

O modelo considerado no cálculo tem, naturalmente, de ser finito, apesar de representar um espaço semi-infinito. Nos cálculos estáticos, é necessário que a malha de elementos finitos seja estendida a uma distância suficientemente grande para que não condicione a solução. Nesses casos, a análise do campo de tensões e de deslocamentos é suficiente para garantir a verificação desta condição. Nos cálculos dinâmicos, há transmissão de vibrações desde a fonte (no caso, desde o carril onde são aplicadas as cargas do comboio) até ao infinito. Como a malha de elementos finitos é limitada, as vibrações que se propagam são reflectidas nas fronteiras, situadas a distâncias finitas. Para contornar esse efeito, os programas devem permitir a consideração de fronteiras absorventes, que, pela sua natureza, consigam amortecer essas vibrações. No modelo geométrico foi considerada uma fronteira absorvente em $x=0$ m. A fronteira inferior ($y=-18$ m) foi considerada com o deslocamento impedido, de forma a evitar que o modelo se deslocasse em bloco. A fronteira correspondente à situação de simetria $x=50$ m, apresenta deslocamento horizontal impedido.

2.6.4 - SÍNTESE DOS RESULTADOS E CONCLUSÕES DA MODELAÇÃO 2D

Os resultados dos diversos cálculos efectuados foram apresentados no relatório de progresso. Esses resultados correspondem à aplicação de um pacote comercial “Plaxis 8.2” e de um programa sob regime de licenciamento GPL (General Public Licence) designado por Code-Aster e desenvolvido pela EDF (Électricité de France).

Como apreciação geral, constata-se que os modelos planos dificilmente conseguem captar a totalidade do comportamento do protótipo. Com efeito, há, em geral, um afastamento significativo entre os resultados do(s) modelo(s) e os valores observados.

Um dos factores a considerar reside, naturalmente, nos parâmetros que representam o comportamento dos materiais considerados em função do modelo adoptado. De entre os diversos parâmetros do modelo, no caso elástico linear com amortecimento, aqueles que, provavelmente, apresentam maior importância relativa são os que se referem ao amortecimento. Saliente-se que o módulo de elasticidade foi determinado com base na velocidade de propagação das ondas, determinada com base em ensaios geofísicos. Considera-se que os resultados destes ensaios representam de forma adequada o comportamento dos materiais para os níveis de deformação envolvidos na modelação. Assim, a maior incerteza deverá estar associada aos coeficientes α e β da lei de amortecimento.

Outro aspecto, prende-se com o modelo de carregamento (§2.6.3.2), que considera um determinado conjunto de hipóteses simplificativas, decorrentes, fundamentalmente, da consideração de estado plano. Essa simplificação obriga a considerar hipóteses diversas sobre a distribuição das cargas, conforme foi explicado anteriormente. Esse modelo de cargas não considera umas das importantes fontes de vibrações, que são as imperfeições dos carris e dos rodados.

Da análise dos resultados é possível concluir que:

- O modelo numérico subestima o valor da aceleração de pico nos elementos da superestrutura ferroviária. A relação entre os valores medidos e calculados chega a ser de 8 vezes.
- Em contrapartida, os valores obtidos nos restantes pontos, tipicamente no exterior da superestrutura ferroviária, são sobrestimados. Neste caso, os valores da aceleração são sobrestimados em 2,5 vezes, para o ponto na base do talude, e 5 vezes, no ponto mais afastado.
- No que respeita a deslocamentos, o cálculo sobrestima sempre os valores reais. No entanto, na superestrutura ferroviária o erro é relativamente reduzido (factores da ordem de 2 vezes), crescendo bastante com o afastamento à linha. No ponto mais afastado, que dista cerca de 7 m do carril exterior, o valor calculado é duas ordens de grandeza superior ao medido. Note-se, porém, que se tratam de valores muito reduzidos de deslocamento, que são obtidos por integração do diagrama de velocidades, no caso das medições de campo, pelo que esta apreciação deve ser cuidadosa.

Analisando os diagramas da Fig. 37, onde se apresentam, em simultâneo os valores de aceleração medidos e calculados em três pontos de referência, é possível explicar as grandes diferenças obtidas na variação desta grandeza.

Com efeito, para o primeiro ponto, apesar de a resposta poder ser considerada semelhante para frequências mais baixas (inferiores a 40 Hz), há, depois, um claro afastamento entre as curvas, verificando-se que os valores medidos são bastante superiores aos calculados. Nos restantes pontos passa-se a situação inversa, com efeito, os diagramas são muito diferentes para as frequências mais baixas, sendo claro que, nestes casos, a resposta calculada deve superar a que é medida.

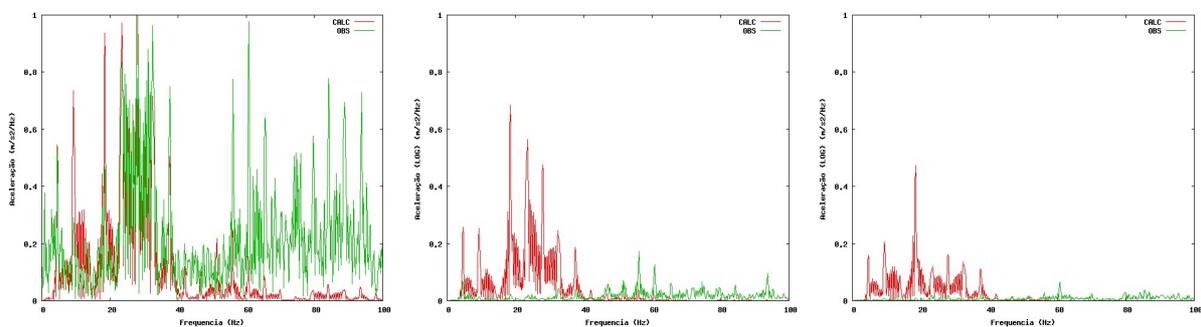


Fig. 37 - Comparação entre as acelerações medidas e calculadas em frequências

A Fig. 38 refere-se à comparação entre os sinais de aceleração medidos e calculados. Como os intervalos de tempo são diferentes, procedeu-se ao ajuste das duas curvas, de forma a minimizar uma função objectivo que traduz a distância entre os pontos no mesmo instante. Deste modo, procurou-se usar a mesma referência de tempo, o que foi conseguido. Previamente ao ajuste, o sinal medido foi filtrado, com um filtro de média móvel com 20 pontos, e foi feito um ajuste adicional, para corrigir a linha de base do diagrama (*baseline correction*).

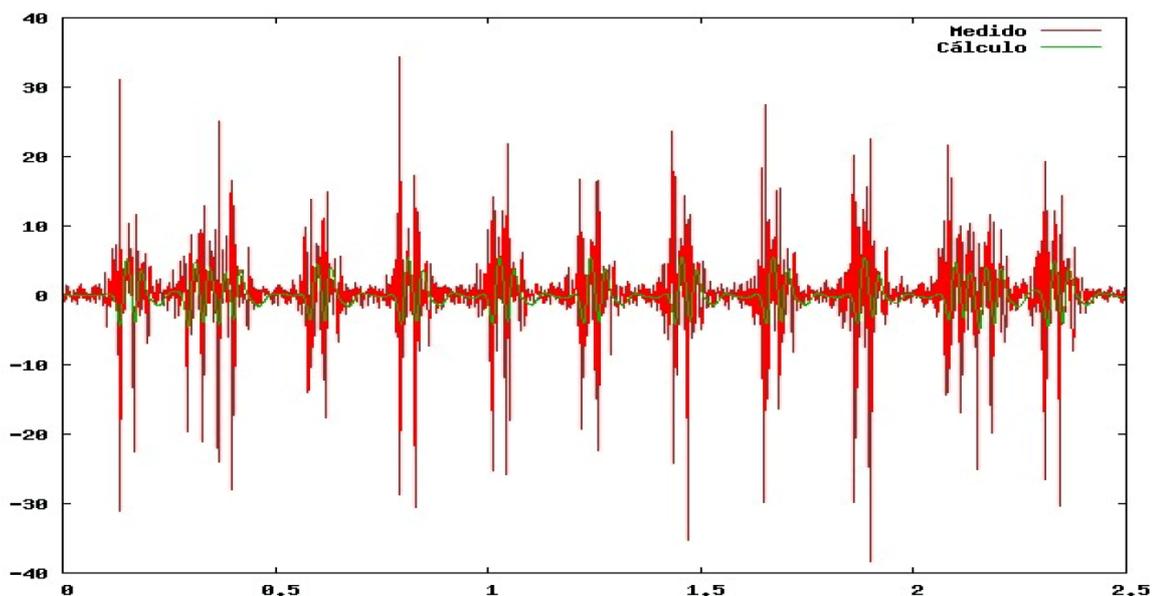


Fig. 38 - Comparação entre a resposta medida e calculada ao longo do tempo

Da análise das figuras é bem patente a existência, no sinal medido, de frequências altas, que fazem variar a aceleração, por exemplo de -30 m/s^2 a $+30 \text{ m/s}^2$, diversas vezes, no mesmo intervalo de tempo em que a resposta calculada apresenta sempre um mesmo sinal (ver por exemplo a passagem do 1º eixo do comboio aos 0,18 s). Verifica-se que, efectivamente, a resposta real contém frequências mais elevadas que as calculadas e que, aparentemente, o modelo numérico tem dificuldade de as simular.

2.6.5 - DETERMINAÇÃO DA VELOCIDADE DE CIRCULAÇÃO

No estudo da resposta da fundação à passagem do comboio torna-se fundamental conhecer a velocidade a que circulam os comboios. De facto, enquanto que em certos casos, de passagens experimentais dos comboios, se pode impor a velocidade de circulação, em geral, nas medições feitas com o tráfego normal da linha, tal não é, em princípio, possível. Em teoria, a determinação da velocidade é simples, desde que se conheça a geometria do comboio. Determinado o instante correspondente à passagem de cada eixo, e conhecida a distância entre eixos, trata-se de uma operação elementar. Na prática, porém, pode ser muito difícil estabelecer o “momento de passagem do eixo”. Na Fig. 39-a, ilustra-se a determinação do momento em que passam os eixos, num diagrama de acelerações determinado através dum modelo de cálculo.

Neste caso é simples a determinação do intervalo de tempo que medeia a passagem dos rodados, sendo, portanto, simples também a determinação da velocidade. O cálculo é normalmente feito através da determinação do tempo que decorre da passagem do primeiro ao último rodado, para minimizar o erro.

A Fig. 39-b refere-se também à passagem do primeiro bogie do comboio, mas neste caso das medições efectuadas, não sendo inequívoca a localização dos instantes de passagem dos eixos. Tendo em atenção a forma como se apresentam as leituras reais, foi necessário desenvolver um algoritmo para determinação da velocidade de circulação.

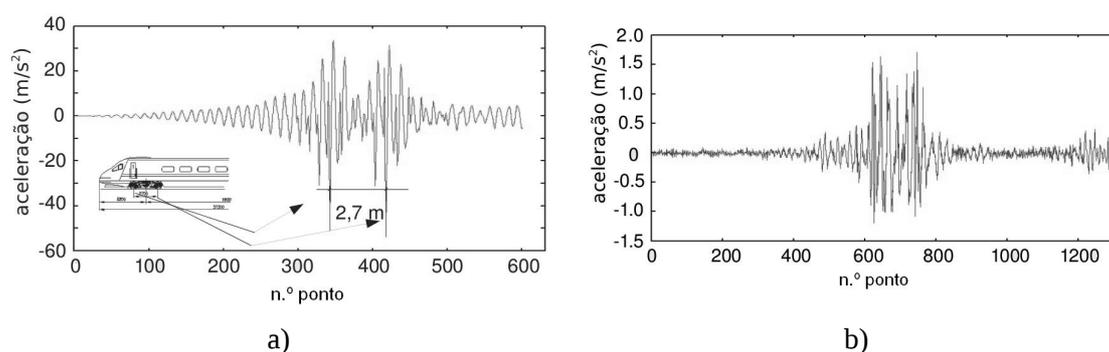


Fig. 39 – Instante de passagem dos eixos: a) modelo analítico; b) medições reais

Nesse algoritmo, a estimativa inicial da velocidade é feita com base na determinação dos instantes em que ocorrem o primeiro e último picos de aceleração, admitido que estes correspondem à passagem do primeiro e último rodado, respectivamente. Em seguida, admitindo que esta estimativa pode estar afectada de um erro, resultante da dificuldade em determinar o momento exacto de passagem dos eixos, verifica-se se é possível obter uma melhor estimativa desse valor.

Por “melhor estimativa” entende-se o valor do instante inicial e da velocidade de circulação que maximizam uma função objectivo. No caso, considerou-se a seguinte função:

$$FO = \left(Eixos \right)_{(t_{ini}, V)}^T \times |a| \quad (23)$$

onde $\{a\}$ representa o vector de acelerações e $\left(Eixos \right)_{(t_{ini}, V)}^T$ representa um vector onde todos os elementos são nulos à excepção dos elementos correspondentes à posição dos rodados. Este vector depende do instante inicial e da velocidade de circulação, isto é de (t_{ini}, V) , que são precisamente as variáveis que se pretende otimizar.

Consoante a forma do registo digital, do ruído, etc, a aplicação do algoritmo pode levar a pequenas variações da estimativa inicial de velocidade. Na Fig. 40 apresenta-se a estimativa de velocidade e posição dos eixos para uma das medições efectuadas para o comboio Alfa Pendular, sendo que, neste caso, a estimativa inicial e final de velocidade apenas diferem de 0,9 km/h.

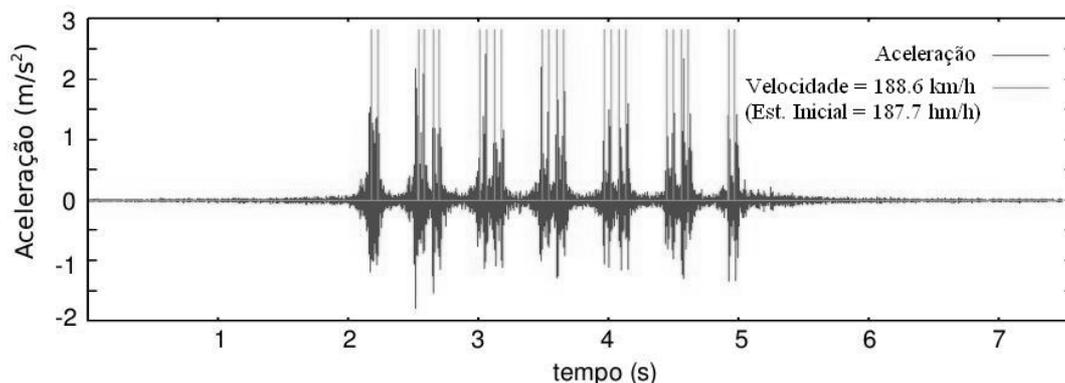


Fig. 40 – Determinação da velocidade de circulação e posição dos eixos

2.6.6 -CÁLCULO DAS VELOCIDADES E DOS DESLOCAMENTOS

Para além do valor das acelerações, interessa conhecer o valor das velocidades e dos deslocamentos induzidos pela passagem dos comboios. Estes podem ser obtidos através das acelerações por integração simples e dupla, respectivamente. No entanto, a integração de amostras digitais tende a propagar os erros e o ruído, causando desvios significativos do resultado. Uma forma de ultrapassar este problema consiste em aplicar filtros digitais às leituras efectuadas, bem como à integração numérica das mesmas.

Nos diagramas seguintes apresenta-se um exemplo de aplicação de um filtro de “base line correction” e de média móvel aos diagramas de aceleração e velocidade. Na Fig. 41, apresentam-se os diagramas sem filtragem, onde se verifica haver um desvio resultante da integração nos diagramas de velocidade e de deslocamento. Na Fig. 42 é apresentado o resultado desses diagramas, mas considerando a correcção com o filtro acima indicado.

Como se pode verificar nas figuras apresentadas, o processamento de sinais necessita de tratamento, nomeadamente através da aplicação de filtros, sem os quais os resultados vêm afectados de importantes erros. É sabido que a aquisição de dados resultantes de vibrações tem de ser sujeita a cuidadoso processamento do sinal digital. Não obstante as dificuldades numéricas, sempre presentes na aplicação de filtros, a informação obtida é muito valiosa na avaliação da qualidade e do desempenho da via férrea. Anote-se, ainda, que os resultados

obtidos estão concordantes com a experiência internacional, validando, por isso a metodologia utilizada. Na Fig. 43 apresenta-se a listagem das rotinas usadas para o processamento das leituras digitais. Essas rotinas são escritas no programa Octave, disponível em sistema de licenciamento GPL (sendo compatível com o programa comercial Matlab).

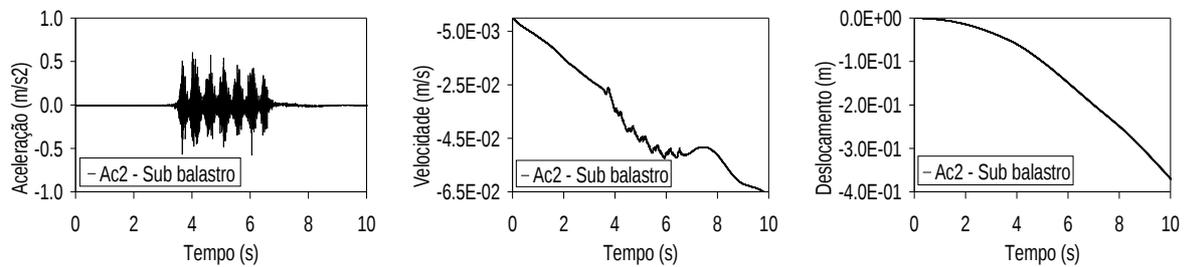


Fig. 41 – Cálculo de velocidade e deslocamentos sem filtros

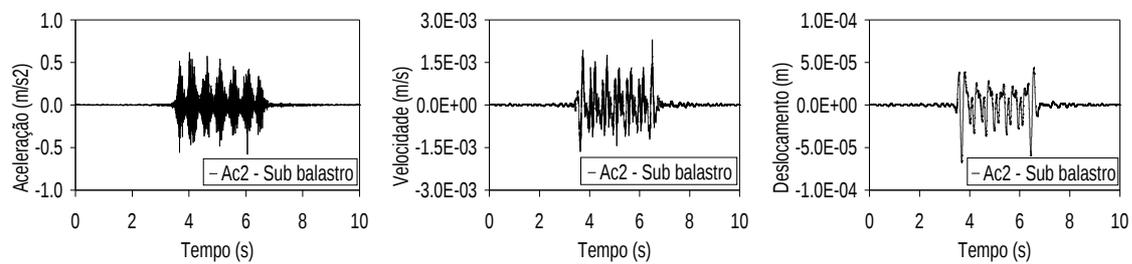


Fig. 42 – Cálculo de velocidade e deslocamentos com filtros

<pre> % funcao de media movel function y=noisered(x,npts) media movel [nr nc]=size(x); if (nr>nc) n=nr; else n=nc; endif nf=npts/2; acc=0; for i=1:n y(i)=x(i); end for i=1:npts acc=acc+x(i); end acc=acc/npts for j=nf+1:n-nf acc=acc+x(j+nf)-x(j-nf); y(j)=acc/npts; end end </pre>	<pre> function y=integra(x,dt) z=x; z(1)=0; [n c]=size(x); for i=2:n z(i)=z(i-1)+x(i)*dt; end %retira efeito da velocidade inicial for i=2:n z(i)=z(i)-z(n)*i/n; endfor %corrige o drift da integração z=baseline(z,20); y=z; end % BASELINE CORRECTION function y=baseline(x,nbl) %calcular linha média ymedio=noisered(x,nbl); n=size(x); for i=1:n y(i)=x(i)-ymedio(i); end end </pre>
---	--

Fig. 43 - Rotinas (em Octave) usadas no processamento dos resultados

2.6.7 - DETERMINAÇÃO DO EIXO UNITÁRIO

A forma mais simples de comparar os resultados dos cálculos com as medições, pode ser a de obter a resposta medida para um eixo unitário e comparar essa resposta com a que se obtém do cálculo, em alternativa à de calcular a resposta total do comboio, somando as contribuições individuais dos diversos eixos, obtidas dos cálculos.

A obtenção da resposta medida de um eixo não é simples, uma vez que apenas se possui a resposta da totalidade do comboio, resposta essa que inclui todos os factores que condicionaram a resposta e não apenas aqueles que foram considerados na modelação. Assim, a determinação da resposta individual é sempre um processo aproximado.

Admitindo como válida a sobreposição de efeitos, tem-se, por exemplo, para a resposta em termos de acelerações:

$$a(t) = \sum_{n=1}^{ncargas} (F_n a_n(t)) \quad (24)$$

onde F_n representa o valor da carga correspondente ao eixo n e $a_n(t)$ representa a resposta, em termos de acelerações, para um eixo unitário. De acordo com o princípio da sobreposição dos efeitos, que se admite como válido, a resposta $a_n(t)$ é sempre a mesma, qualquer que seja o eixo, diferindo apenas no ponto de aplicação (no tempo). Assim, pode-se escrever:

$$a(t) = \sum_{n=1}^{ncargas} (F_n a_0(t_n)) \quad (25)$$

onde $a_0(t_n)$ representa a resposta unitária do eixo tipo, que se pretende determinar, e t_n , o instante de tempo correspondente a esse eixo, função da posição desse eixo no comboio.

A aplicação directa da fórmula, acima indicada, é muito simples e é usada para o cálculo da resposta do comboio em função da resposta individual para cada eixo, calculada pelos modelos analíticos ou numéricos.

Considerando um referencial com a origem numa das extremidades do comboio, a passagem dos referenciais de cada eixo para o referencial global depende da posição de cada eixo (e_i) e da velocidade de circulação (v). Nestas condições, a aceleração em cada instante de tempo (t) pode ser calculada por:

$$a(t) = \sum_{n=1}^{ncargas} (F_n a_0(t + \frac{e_i}{v})) \quad (27)$$

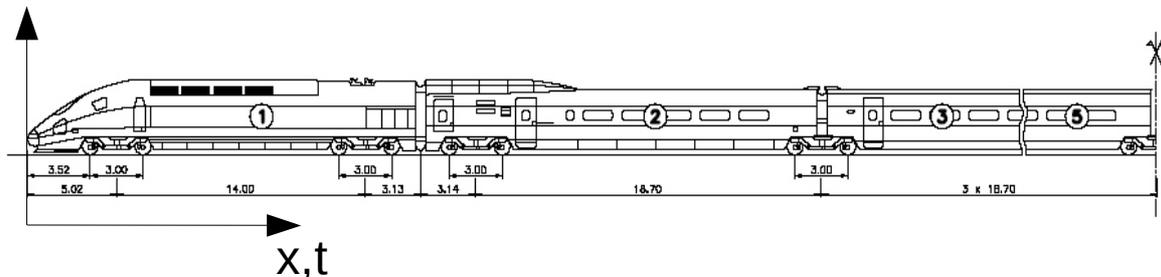


Fig. 44 - Geometria do comboio alfa pendular e referenciais de espaço e de tempo

A determinação do valor da aceleração de um eixo unitário, a_0 , só pode ser feita, de forma aproximada, recorrendo a um método de minimização do erro, definido como a diferença entre os valores obtidos pela aplicação da equação anterior e os valores medidos:

$$\varepsilon = \sum_1^n (a_m - a_c) \quad (28)$$

A expressão (27), anteriormente apresentada, pode ser escrita matricialmente:

$$\{a\} = [B]\{a_u\} \quad (29)$$

onde $\{a\}$ representa a resposta em termos de acelerações para o comboio, $\{a_u\}$ a resposta do eixo unitário e $[B]$ uma matriz de incidências, que em função da velocidade de circulação, da geometria dos eixos e das cargas correspondentes, distribui as contribuições individuais dos eixos.

Se a matriz $[B]$ tivesse inversa, tal que $[C] = [B]^{-1}$, então, poder-se-ia escrever:

$$\{a_u\} = [C]\{a\} \quad (30)$$

Porém, a matriz $[B]$ não é quadrada, pelo que não possui inversa e o vector $\{a_u\}$ não pode ser obtido de forma directa. No entanto, multiplicando cada um dos termos da equação por $[B]^T$, obtém-se:

$$[B]^T\{a\} = [B]^T[B]\{a_u\} \quad (31)$$

Nesta equação, $[B]^T[B]$ é uma matriz quadrada, com inversa, pelo que se pode ainda multiplicar ambos os termos da equação por $([B]^T[B])^{-1}$:

$$([B]^T[B])^{-1}[B]^T\{a\} = ([B]^T[B])^{-1}[B]^T[B]\{a_u\} \quad (32)$$

ou seja

$$([B]^T[B])^{-1}[B]^T\{a\} = [I]\{a_u\} \quad (33)$$

ou, de outra forma, uma vez que $[I]$ representa a matriz identidade:

$$\{a_u\} = ([B]^T[B])^{-1}[B]^T\{a\} \quad (34)$$

A equação anterior corresponde ao cálculo, pelo métodos mínimos quadrados, dos coeficientes da matriz $[C]$ na equação $\{a_u\} = [C]\{a\}$.

A forma concreta da matriz $[B]$ depende, para um mesmo comboio, da velocidade de circulação e do comprimento de influência do eixo unitário, isto é, do comprimento para o qual se faz sentir o efeito de cada eixo, ou, conforme se designará em diante, do comprimento de influência. Assim, consoante o comprimento de influência considerado obter-se-ão

diferentes respostas para o eixo unitário. As figuras seguintes, referem-se a diversos cálculos efectuados para aferir o eixo unitário de um comboio alfa pendular, a circular na LN, junto ao Carregado.

A resposta para o eixo unitário, assim obtida, corresponde à melhor solução que é possível determinar para a passagem do comboio, através do método dos mínimos quadrados, admitindo como válido o princípio da sobreposição de efeitos. Porém, isso não significa que o processo inverso, isto é, a soma das diversas contribuições resulte na resposta real.

Em seguida, ilustra-se este processo, apresentado-se os resultados obtidos, considerando diversos comprimentos de influência do eixo unitário.

Como se pode verificar, mesmo considerando diversos comprimentos de influência, é muito difícil que a soma das contribuições individuais resulte na resposta do comboio. Em geral, os picos máximos obtidos na resposta medida são muito superiores aos picos resultantes da sobreposição dos efeitos.

Além do mais, é possível verificar que o eixo unitário vem afectado de um elevado nível de ruído, o que indica que, provavelmente, será necessário proceder a rigorosas filtragens dos sinais medidos, no sentido de facilitar a sua interpretação.

Este resultado é muito importante, pois indica que, nos cálculos através de métodos numéricos, que se baseiam na aplicação do princípio da sobreposição dos efeitos, será também difícil que o resultado final se aproxime bem da resposta medida. Com efeito, ao contrário dos resultados que resultam das simulações numéricas, onde a resposta indica bem o instante de passagem do rodado, neste caso, esse instante não é perceptível.

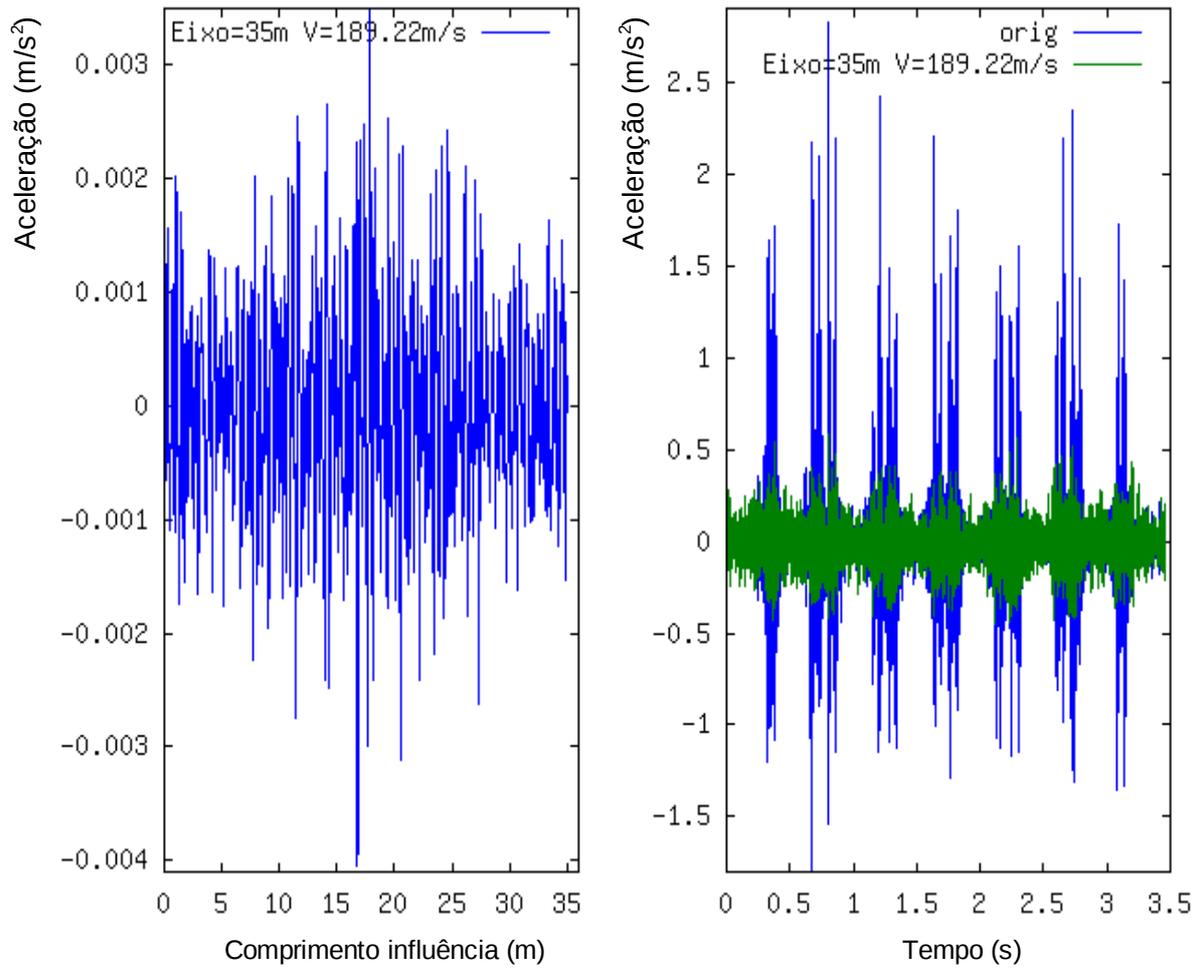


Fig. 45 - Eixo unitário com 35 metros de comprimento de influência e sobreposição dos efeitos

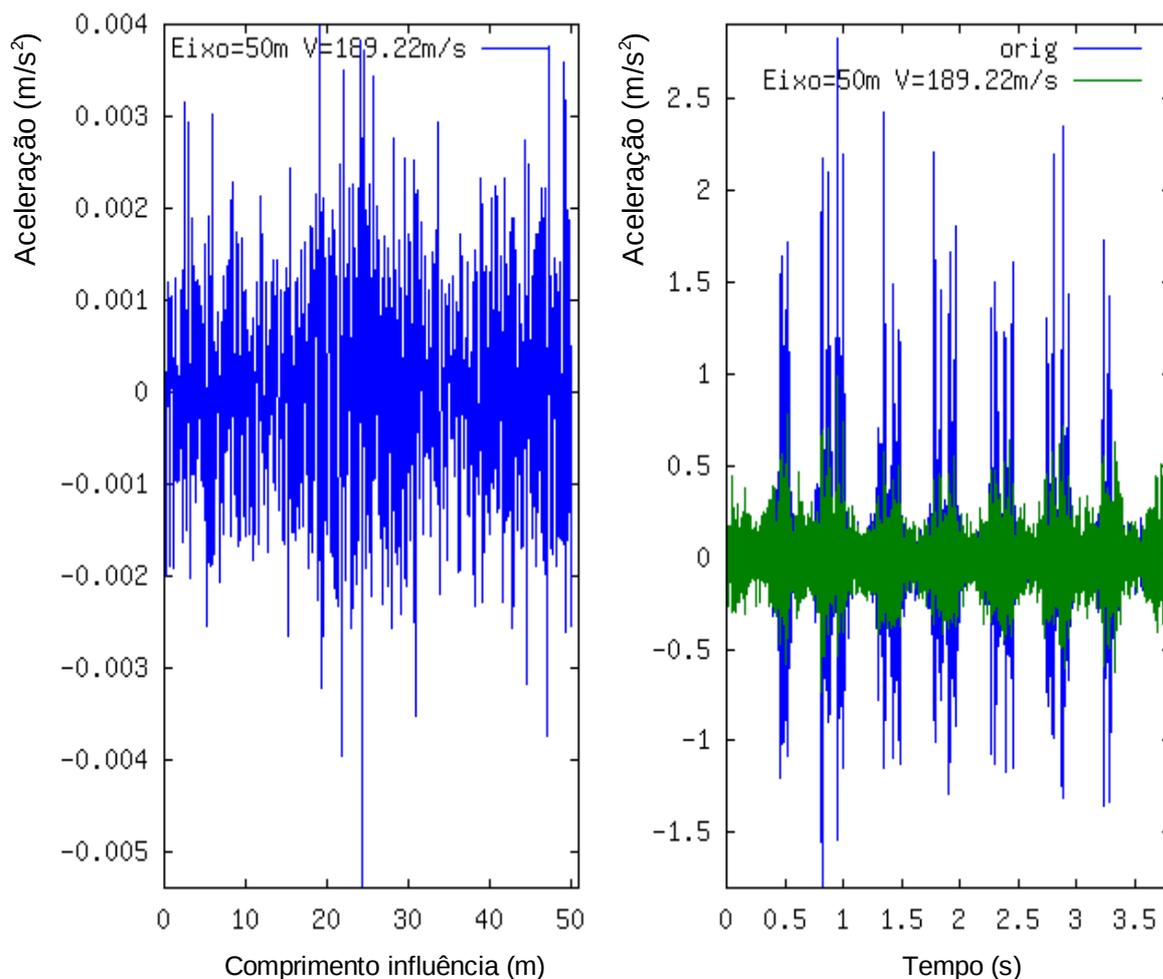


Fig. 46 - Eixo unitário com 50 metros de comprimento de influência e sobreposição dos efeitos

3 -Simulação do comportamento através de elementos finitos 3D

O modelo desenvolvido no LNEC faz uso do programa Code-Aster, a correr em plataformas Linux. A malha de elementos finitos considerada era composta por 12200 elementos finitos paralelepípedicos do 2º grau e 14280 pontos nodais. As travessas correspondem a um adicional de 300 elementos finitos e 1600 pontos nodais. As dimensões do modelo são: no sentido do movimento do comboio (eixo zz), 30 m; no sentido perpendicular ao movimento (eixo xx), 40 m. A profundidade do *bed-rock* foi de 13 m. Foram testadas diversas relações entre o comprimento e a largura do modelo, tendo-se considerado que as dimensões apresentadas seriam as que conduziam aos resultados mais fiáveis e, simultaneamente, ao tempo de cálculo adequado (Fig. 47).

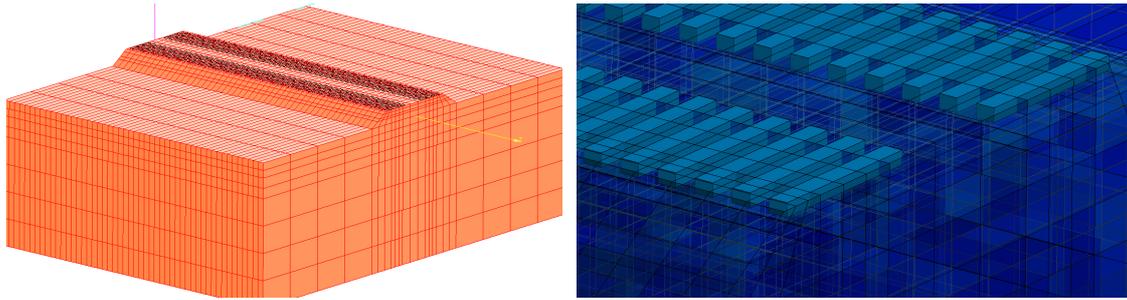


Fig. 47 - Modelo do LNEC. Malha de elementos finitos. Vista geral e pormenor das travessas

A simulação do movimento do comboio foi feita considerando uma carga unitária a circular sobre os carris e somando a resposta obtida multiplicada pela carga correspondente a cada eixo.

Os carris foram modelados com elementos viga assentes directamente sobre as travessas. As fronteiras $\pm z$ e $\pm x$ foram consideradas como absorventes, de forma a minimizar a reflexão das ondas. Todos os materiais foram considerados com o comportamento elástico linear. Para comparação com as leituras disponíveis foram analisados em detalhe, os resultados correspondentes a diversos pontos da malha, a saber: carril, travessa e base do aterro. A Fig. 48 apresenta os resultados calculados e medidos nesses pontos. No Quadro 3 resume-se a comparação dos valores de pico e rms da aceleração. Estes últimos são calculados por:

$$rms = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n a_i^2}{n}} \quad (35)$$

onde a_i representa a aceleração e o valor de rms (*root mean square*) representa uma medida da potência do sinal.

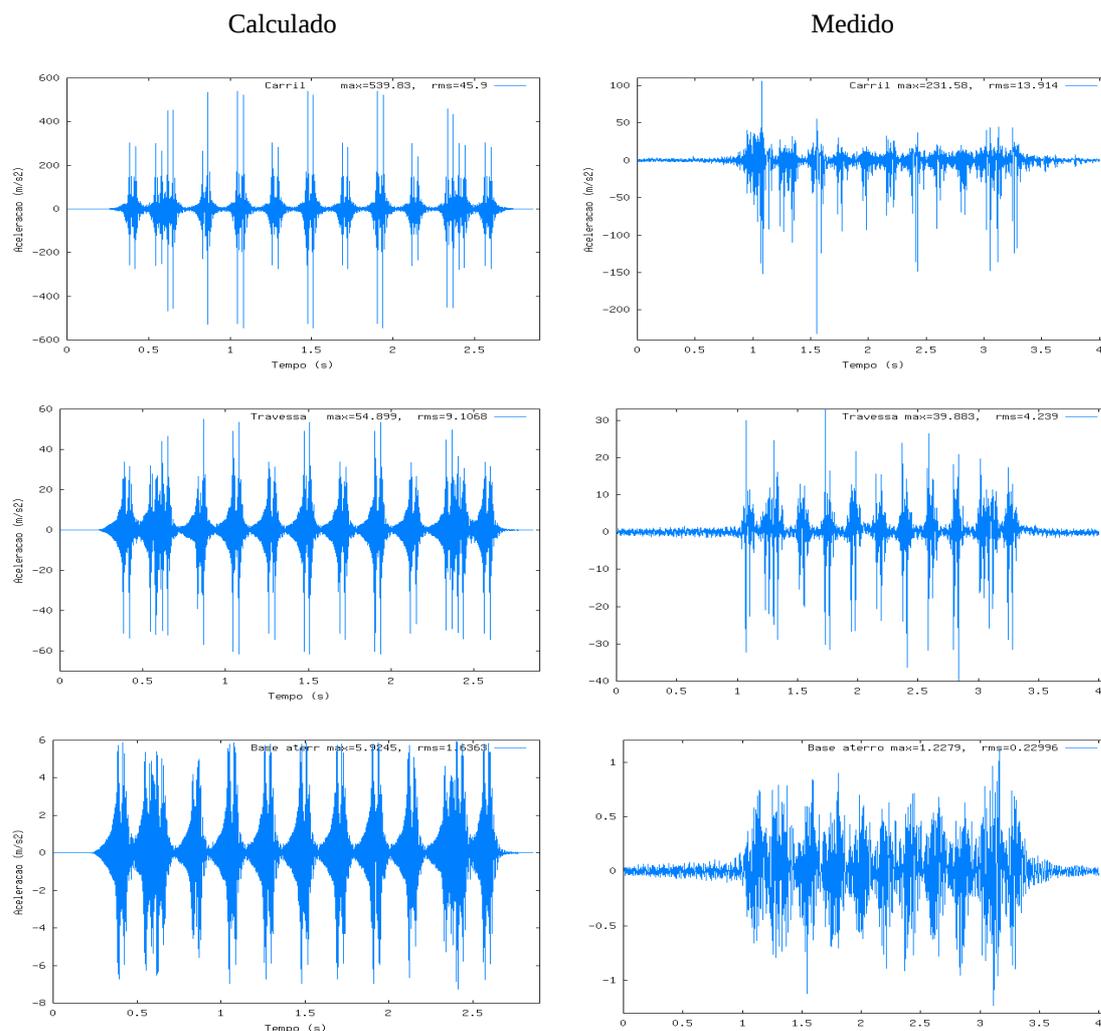


Fig. 48 -Diagramas aceleração-tempo (cálculos e medições)

Quadro 3 - Acelerações máximas e *rms* (comparação)

	Aceleração máxima (m/s ²)		
	Modelo	Medido	razão
Carril	539.8	231.6	2.3
Travessa	54.9	39.9	1.4
B. aterro	5.9	1.2	4.8
	RMS (m/s ²)		
	Modelo	Medido	razão
Carril	45.9	13.9	3.3
Travessa	9.1	4.2	2.1
B. aterro	1.6	0.2	7.1

Da análise dos diagramas e dos valores constantes do quadro, é fácil verificar que o modelo sobrevaloriza as acelerações obtidas, quer no que respeita ao valor de pico, quer no que respeita ao valor de *rms*, que, como se referiu anteriormente, traduz uma medida da potência do sinal. Apesar

disso, os valores dados pelo modelo 3D são mais próximos dos valores medidos que os correspondentes aos modelos 2D.

4 - Considerações finais

O presente relatório descreve, de forma resumida, as actividades de investigação desenvolvidas pelo LNEC no decurso do projecto POCI/ECM &1114/2004. Os resultados obtidos são adequados aos objectivos propostos e ao financiamento obtido. Além disso, foram criadas as bases necessárias para desenvolvimentos posteriores, a realizar, nomeadamente através de teses e de programas de investigação.

Lisboa e LNEC em Fevereiro de 2009

VISTOS

A Directora do Departamento de Geotecnia



Laura Caldeira

AUTORIA



João M. Marcelino Mateus da Silva
Investigador Principal com Habilitação



Laura Caldeira
Investigadora Coordenadora

5 -Referencias bibliográficas

- Ahmad,S.;Al-Hussaini,T. M. (1991)- *Simplified design for vibration screening by open and in-filled trenches*. Journal of Geotechnical Engineering 117(1) 67-88
- Anderson, W.F.; Key, A. J. (2000)- *Model testing of two-layer railway track ballast*. Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering, April 2000
- Bahrekazemi, M. ; Bodare, A. (2002)- *Train-Induced Ground Vibrations Reduced by Lime-Cement Column Soil Stabilization*. Structural Dynamics, EUROODYN2002, Grundmann & Schueller (eds) pp. 473-478
- Bettess (1992)- *Infinite Elements*. Penshaw Press.
- Biot (1937)- *Bending of an infinite beam on an elastic foundation*.Journal of Applied Mechanics, ASCE, pp. A1-A7
- Coelho B.; Calçada, R.; Delgado, R. (2006)- *Comportamento dinâmico de Lajes sobre estacas para suporte de vias férreas de alta velocidade*. 4^{as} JPEE 2006. Lisboa, LNEC
- Dawn, T.M.; Stanworth, C.G. (1979)- *Ground vibration from passing trains*. Journal of Sound Vibration, 66; pp 335-362
- Esveld (2001)- *Modern Railway Track*. MRT-Productions. Delft University of Technology
- Filippov (1961)- *Steady-state vibrations of a infinite beam on elastic half-space subjected to a moving load*. Izvestija AN SSSR OTN Mehanika i Mashinostroenie 7, 97-105
- Fryba L., Yoshikawa, N. (1998)- *Bounds analysis of a beam based on the convex model of uncertain foundation*. Journal of Sound and Vibration (1998) 212(3), 547-557
- Gardien, W.; Stuit,H.G. (2003)- *Modelling of soil vibrations from railway tunnels*. Journal of Sound and Vibration 267 (2003) 605–619
- Degrande, G. Schillmans, L. (2001)- *Free field vibrations during the passage of a thalys high-speed train at variable speed*. Journal of Sound and Vibration (2001) 247(1),
- Gutowski, T. G.; Dym, C. L. (1976)-*Propagation of ground vibration:A review*. Journal of Sound and Vibration (1976) 49(2), 179-193

- Hall (2000)- *Simulations and analyses of train-induced ground vibrations. A comparative study of two- and three-dimensional calculations with actual measurements*. Royal Institute of Technology. Doctoral Thesis 1034. Stockholm 2000
- Hall (2003)- *Simulations and analyses of train-induced ground vibrations in finite element models*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 23 (2003) pp 403-413
- Heelis, M.E.; Collop; A.C.Dawson, A.R.;Chapman, D.N.; Krylov, V. (1999)- *Predicting and measuring vertical track displacements on soft subgrades*. World Congress on Railway Research October 19-23, 1999 Tokyo, Japan
- Hildebrand (2004)- *Effect of soil stabilization on audible band railway ground vibration*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 24 (2004) pp 411–424
- Hung, H.H., Yang,Y. B. (2001)- *A Review of Researches on Ground-Borne Vibrations with Emphasis on those Induced by Trains*. Proc. Natl. Sci. Counc. ROC(A) Vol. 25, No. 1, 2001. pp. 1-16
- Hung, H.H., Yang,Y. B.,Chang (2004)- *Wave barriers for reduction of train-Induced vibrations in soils*. Journal of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering. 1283-1291 (2004)
- Jones C.J.C.; Block, J.R. (1996)- *Prediction of ground vibration from freight trains*. Journal of Sound and Vibration (1996) 193(1) 205-213
- Kaynia, A.M.; Madshus C., Zackrisson P. (2000)- *Ground vibration from high-speed trains: prediction and countermeasure*. Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering
- Kenney (1954)- *Steady-state vibrations of a beam on elastic elastic foundation for moving load*. Journal of Applied Mechanics, Vol. 76, pp. 359-364
- Kogut,J.;Degrande,G.;Hegeman,W.;Karl,L. (2003)- *In situ vibration measurements on the high speed track L2 – Brussels-Köln*. Structures for high-speed railway transposition. IABSE Symposium 2004
- Krylov (2002)- *Effects of the embankment topography and track curvature on ground vibration boom from high-speed trains*. Structural Dynamics, EURODYN2002, Grundmann & Schueller (eds) pp. 473-478

- Labra (1975)- *An axially stressed railroad track on an elastic continuum subjected to a moving load*. Acta Mechanica 22, 113-129
- Madshus (2001)- *Modelling, monitoring and controlling the behaviour of embankments under high speed loads*. Geotechnics for Roads, Rail Tracks and Earth Structures. 225-238
- Madshus ,C., Kaynia, A. M. (2000)- *High-speed railway lines on soft ground: dynamic behaviour at critical train speed*. Journal of Sound and Vibration (2000) 231(3), 689-701
- Marcelino, J. (2005)- *Propagação e mitigação de vibrações de baixa frequência geradas por comboios de alta velocidade*. I&D, Programa de Investigação. LNEC, Lisboa
- Marcelino, J., Monteiro, C. V. (2006)- *Medição das vibrações em aterros geradas por comboios de alta velocidade*. 4^{as} JPEE 2006. Lisboa, LNEC
- Metrikine, A.V.; Vostrukhov, A.V.; Vrouwenvelder, A.C.W.M. (2001)- *Drag experience by a high-speed train due to excitation of ground vibrations*. International Journal of Solids and Structures 38 (2001) 8851-8868
- MOPTH/MF (2003)- *XIX Cimeira Luso-Espanhola. Memorando de entendimento*. Figueira da Foz – 7/8 de Novembro de 2003.
- MOPTH/MF (2005)- *XXI Cimeira Luso-Espanhola. Memorando de entendimento*. Évora – 18/19 de Novembro de 2005.
- Paolucci, R.;Maffeis, A.;Scandella, L.;Stupazzini, M. ;Vanini, M. (2003)- *Numerical prediction of low-frequency ground vibrations induced by high-speed trains at Ledsgaard, Sweden*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 23 (2003) pp 425–433
- Perera, R.; Alarcón E. (1997)- *FE-BE Coupling Methods for Elastoplasticity*. Communications In Numerical Methods In Engineering, Vol. 13, 785-792 (1997)
- Schnack E.; Turke; K. (1997)- *Domain decomposition with BEM and FEM*. International Journal For Numerical Methods In Engineering, Vol. 40, 2593-2610 (1997)
- Sheng, X.; Jones C.J.C; Petyt; M. (1999)- *Ground vibration generated by a load moving along a railway track*. Journal of Sound and Vibration (1999) 228(1), 129-156
- Sheng, X.; Jones C.J.C; Petyt;M. (1999a)- *Ground vibration generated by a harmonic load acting on a railway track*. Journal of Sound and Vibration (1999) 225(1), 3-28

- Sheng,X.;Jones,C.J.C.; Thompson;D.J. (2003)- *A comparison of a theoretical model for quasi-statically and dynamically induced environmental vibration from trains with measurements*. Journal of Sound and Vibration 267 (2003) 621–635
- Shin,E. C.; Kim; D. H., Das; B. M. (2002)- *Geogrid-reinforced railroad bed settlement due to cyclic load*. Geotechnical and Geological Engineering 20: 261-271, 2002
- Sitharam, T.G.;Vijay Kumar, I.V. (1998)- *Non-linear analysis of geomechanical problems using coupled finite and infinite elements*. Geotechnical and Geological Engineering, 1998, 16, 129–149
- Smekal, A.; Berggren, E. (2002)- *Mitigation of track vibration at Ledsgard Sweden, Field measurements before and after soil improvement*. Structural Dynamics, EUROLYN2002, Grundmann & Schueller (eds) pp. 473-486
- Stuit, H. G.; Bos, J. A. (2005) *Deck Track: a new foundation for railways: Deck Track offers a cost-effective alternative for heavy-loaded freight lines as well as high-speed lines constructed in soft-soil areas*. International Railway Journal. May 2005
- Takemiya, A.;Shim, K; Goda, K. (1995)- *Embankment train track on soil stratum and wave impeding block (WIB) measured for vibrations reduction*. Transactions on Built Environment 14
- Takemiya et al.(www.aisawa.co.jp)- *Development of Vibration Reduction Measure Wave Impeding Block*. <http://www.aisawa.co.jp/giken/ronbun/doboku/istokyo/wibkoku.htm>
- Unterberger (2004)- *Vibration Mitigation at High Speed Railroads*. Course on Geotechnical Risks in Rock Tunnelling. Portugal, Aveiro, April 2004
- Yang, Y. B.;Hung, H.H. (2001)- *A 2.5D finite/infinite element approach for modeling visco-elastic bodies subjected to moving loads*. International Journal For Numerical Methods In Engineering 51:1317–1336
- Yang, Y. B.;Hung, H.H.;Chang, D.W. (2003)- *Train-induced wave propagation in layered soils using finite/infinite element simulation*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 23 (2003) pp 263-278
- Zhai, W.H.; Wang, K.Y.,Lin, J.H. (2004)- *Modelling and experiment of railway ballast vibrations*. Journal of Sound and Vibration 270 (2004) 673–683

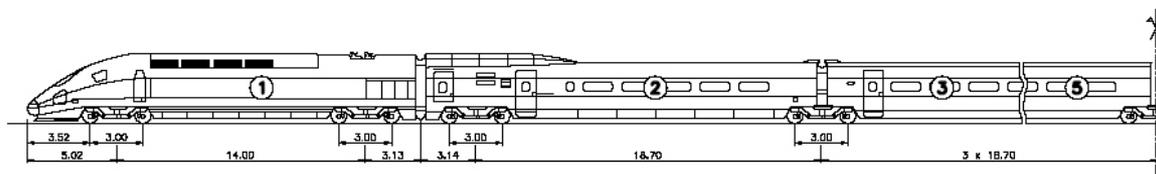
6 -Anexo I - Geometria e distribuição de cargas do comboio Thalys



Configuração normal – Dez carruagens incluindo duas de tracção

Velocidade máxima: 330 km/h (91,67 m/s)

Velocidade máxima em operação normal: 300 km/h (83,33 m/s)



Quadro 4- Posição dos eixos e cargas para o comboio Thalys HST

X	F	X	F	X	F	X	F
(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)	(kN)
3.5	166.6	45.5	166.6	117.3	166.6	173.4	142.1
6.5	166.6	61.2	166.6	120.3	166.6	176.4	142.1
17.5	166.6	64.2	166.6	136.0	166.6	179.7	166.6
20.5	166.6	79.9	166.6	139.0	166.6	182.7	166.6
23.8	142.1	82.9	166.6	154.7	166.6	193.7	166.6
26.8	142.1	98.6	166.6	157.7	142.1	196.7	166.6
42.5	142.1	101.6	166.6				

