



Jeniffer Costa Barreto

Licenciado em Engenharia Civil

Modelação da interação lateral balastro-travessa em vias-férreas

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre
em Engenharia Civil - Perfil Geotecnia

Orientador: Professor Doutor José Nuno Varandas Ferreira,
Professor Auxiliar, FCT/UNL

Júri:

Presidente: Professor Doutor Armando Manuel Sequeira Nunes Antão
Arguente: Doutor André Luís Marques Paixão
Vogal: Professor Doutor José Nuno Varandas Ferreira

Modelação da interação lateral balastro-travessa em vias-férreas

“Copyright” Jeniffer Costa Barreto, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Primeiramente, agradeço a Deus, por me guiar, auxiliar e permitir estar onde estou. Agradeço a minha mãe e minha irmã pela paciência, pelo amor e carinho, pela paciência e por todo o apoio que me foi dedicado ao longo de toda a minha vida.

Ao meu marido, pelas longas viagens e espera até à faculdade, pelas refeições na escrivania, pelo amor, paciência e compreensão.

A minha madrinha, que tem me ajudado vezes sem conta, que me aconselha, por todo o amor e dedicação.

Ao meu sogrinho, pelo carinho e disposição, por todo o trabalho a imprimir todos aqueles livros.

Aos meus amigos íntimos tão íntimos que mais são como família, ao Peter, à Déia, ao Tomás e agora a nossa pequena Mariana, ao Jorge, à Sâmela e à Melissandra. Ao meu colega de curso, André Francisco, pela paciência e por toda ajuda, sem ele não teria escrito um texto tão bonito em Latex.

Agradeço aqueles, que de alguma forma passaram pela minha vida durante este percurso, meus colegas da universidade, que me auxiliaram, que com paciência ajudaram-me em trabalhos escolares, que perderam tempo a explicar-me coisas, que me fizeram rir e aproveitar essa fase.

Agradeço aos meus professores, que a cada dia despertaram mais e mais em mim o desejo de aprender, de ser engenheira, dentre eles alguns em especial : Ana Alves de Sá, que me fez adorar cálculo e aprender de verdade!; Ildi Cismasiu, pela paciência, carinho e dedicação, pela oportunidade de fazer uma treliça de massa e aprender com criatividade como funciona a distribuição de forças; Valter Lúcio por me ensinar com tanta devoção o funcionamento do betão, por exigir que saibamos e não apenas decoremos; e a todos os outros professores, que à sua maneira, me ensinaram e dedicaram o seu tempo a minha aprendizagem.

Por fim, quero agradecer especialmente ao meu orientador, o Professor Investigador José Varandas, que aceitou orientar-me, e que ao longo desses 5 anos me ajudou em diversas disciplinas, quero agradecer-lhe pelo tempo despendido em reuniões, pelos longos debates, pela paciência mesmo quando eu teimava em não perceber o óbvio, pelo respeito e dedicação, por me incentivar e estimular e despertar em mim a curiosidade de querer saber mais sobre esse tema, de querer ir avante.

A todos, a minha eterna gratidão.

Resumo

A estabilidade lateral da via-férrea e sua importância para o comportamento adequado da mesma é um fator determinante nos caminhos de ferro. Deste modo, o presente estudo visa, numa primeira parte, introduzir o leitor ao assunto disponibilizando de forma sucinta e clara informações sobre a via férrea em geral e a estabilidade lateral da mesma, obtidas através de uma extensa revisão bibliográfica.

Ao longo da investigação, com base no estudo da literatura existente, foi elaborada uma tabela com valores para resistência lateral em alguns tipos de casos.

Numa fase posterior, foi elaborada a modelação e análise da via férrea com recurso ao programa de elementos finitos Pegasus que permite a introdução de cargas dinâmicas e um modelo constitutivo para o comportamento resiliente do balastro não linear, visando sempre o comportamento lateral da via.

Com esse estudo, pretende-se auxiliar os desenvolvimentos futuros de modelos mais simples que utilizem molas e amortecedores, fornecendo uma aproximação para os valores de rigidez a adoptar nessas molas.

PALAVRAS-CHAVE: Via-férrea, resistência lateral, rigidez lateral, tensão no balastro, modelação numérica, comportamento não linear.

Abstract

The lateral stability of the railway and its importance for adequate behavior is a determining factor in the railways, thus the present study aim in a first part introduce the reader to the subject providing a succinct and clear information on the railway in general and lateral stability of the same, obtained through a long process of research and based on various authors reference.

During the investigation, based on the study of the literature, a table with values for lateral resistance to some cases was drawn.

At a later stage, the modeling and analysis of tracks is conducted using the finite element Pegasus allows the introduction of dynamic loads and a constitutive model for the nonlinear behavior of ballast, always seeking the lateral behavior of the track.

With this study, we hope to help future development of simpler models using springs and dampers, providing an approach to the rigidity values to be taken in these springs.

KEY WORDS: Railway, lateral resistance, lateral stiffness, ballast stress, numerical simulation, nonlinear behavior.

Índice de Matérias

Copyright	I
Agradecimentos	III
Resumo	V
Abstract	VII
Índice de Figuras	XIII
Índice de Tabelas	XIX
Lista de símbolos e abreviaturas	XXI
1 Introdução	1
1.1 Enquadramento	1
1.2 Objetivo	2
1.3 Estrutura do documento	3
2 Interação lateral travessa-balastro- Revisão da Literatura	5
2.1 Considerações Gerais	5
2.2 Principais componentes da via balastrada	5
2.3 Vantagens e desvantagens da via balastrada	7
2.4 Comportamento do balastro	7

2.4.1	Descrição geral do comportamento	7
2.4.2	Modelo Não Linear $K-\theta$	11
2.5	Forças laterais que atuam na via-férrea	13
2.5.1	Forças Laterais no carril	15
2.5.2	Força Lateral na via	15
2.6	Resistência lateral da via	16
2.6.1	Fórmula de Prud'Homme	16
2.6.2	Determinação experimental	17
2.6.3	Resumo	29
3	Métodos de modelação numérica da interação lateral travessa-balastro	31
3.1	Evolução de modelos de via-férrea	31
3.1.1	Modelo de winkler	31
3.1.2	Modelo Dinâmico	32
3.2	Modelos de via-férrea com interação lateral	35
3.2.1	Modelo simplificado da via com representação do terreno através de sistema de mola-amortecedor	35
3.2.2	Modelo com utilização de elementos discretos	37
3.2.3	Modelo 3D com utilização do MEF	38
4	Estudo numérico sobre a rigidez lateral da via-férrea	49
4.1	Descrição do modelo	49
4.1.1	Malha de elementos finitos	49
4.1.2	Geometria do Modelo	51
4.1.3	Estudos preliminares de definição do domínio	52
4.1.4	Descrição de testes	53
4.2	Análises numéricas	56
4.2.1	Modelo linear do balastro	56

<i>ÍNDICE DE MATÉRIAS</i>	XI
4.2.2 Modelo não linear do balastro	62
4.2.3 Linear x Não Linear	71
5 Estudo sobre a distribuição de tensões no balastro	75
5.1 Testes realizados	75
5.2 Análise de resultados	76
6 Conclusões e desenvolvimentos futuros	81
6.1 Conclusões	81
6.2 Desenvolvimentos futuros	82
Bibliografia	85

Índice de Figuras

2.1	Estrutura da via balastrada - a) Perfil Longitudinal b) Perfil Transversal	6
2.2	a) Tensão de corte; b) Tensão normal	8
2.3	Teste edométrico	8
2.4	Teste triaxial e comportamento resiliente dos materiais granulares	9
2.5	Valores da distorção linear limite, γ_t^e e da distorção limite sem variação volumétrica, γ_t^v	9
2.6	Curva de redução de módulo G/G_0 e do coeficiente de amortecimento ξ	10
2.7	a) Comportamento não linear histerético ($\tau-\gamma$) de um solo submetido a uma solicitação cíclica sendo W_d a energia dissipada e W_s a energia distorcional máxima; b) Curva de esqueleto; c) Curva de redução de módulo	11
2.8	Relação $E_r-\theta$	12
2.9	Esquema de forças atuantes no comboio	14
2.10	As três áreas de contacto balastro-travessa	16
2.11	Esquema da atacadeira	18
2.12	Travessa G44	19
2.13	Esquema do ensaio em laboratório	20
2.14	Superfícies de deslizamento possíveis na zona do balastro entre travessas	20
2.15	Mecanismo de falha para o prisma lateral de balastro no caso em que o final da travessa é empurrada contra o balastro	21

2.16 (a) Relação entre H/V e os deslocamentos laterais no teste apenas com o balastro de base; (b) Aumento da resistência lateral com a introdução do balastro entre travessas; (c) Aumento da resistência com a introdução e variação do balastro da zona do prisma lateral; .	22
2.17 Componentes da resistência lateral	23
2.18 Conceito da resistência lateral dinâmica	23
2.19 Modelo tri-linear	24
2.20 Coeficiente de atrito balastro-travessa em função da força vertical .	25
2.21 Formas das travessas ensaiadas por Koike	26
2.22 Esquema de Ensaios : STPT e TLPT respectivamente	27
2.23 Contribuição da resistência de base, R_b , final, R_f , e lateral, R_l	28
2.24 Efeitos de fronteira no teste TLPT	28
2.25 Efeito do tráfego no comportamento da carga lateral/deslocamento das travessas	29
3.1 Viga numa fundação elástica	32
3.2 Vários modelos dinâmicos	34
3.3 Corte e vista lateral do modelo 3D respetivamente	35
3.4 Modelo não linear para representação da resistência lateral e longitudinal através de molas	36
3.5 Técnica de modelação geométrica	36
3.6 Modelo constitutivo para o comportamento lateral do balastro	37
3.7 Modelo constitutivo para o comportamento lateral do balastro completo, com influência de carga vertical	38
3.8 Modo de implementação do modelo constitutivo no programa CWERRI	38
3.9 Modelo 3D da travessa mergulhada no balastro	39
3.10 Influência da geometria do balastro na força de reação (N) em função do deslocamento lateral (m) combinado com uma carga vertical F_y	40
3.11 Modelo utilizado que alcançou maiores deslocamentos laterais	41
3.12 Passos do programa Pegasus	42

3.13 Modelo 3D Pegasus	43
3.14 Sistemas distintos via e balastro/solo	43
3.15 Modelo de elemento finito explícito da via	43
3.16 Interação balastro-travessa vista na direção longitudinal	45
3.17 Sistema de eixos para o contacto vertical	46
3.18 Vista na direção transversal da travessa da interação travessa-balastro	46
4.1 Malhas de elementos finitos estudadas em Varandas (2013)	49
4.2 Malha utilizada	50
4.3 Geometria do modelo em estudo	51
4.4 Posição dos elementos em estudo	51
4.5 Variação do número de travessas	53
4.6 Variação do comprimento lateral, L_y	53
4.7 Deslocamento lateral (u_y) para diversos testes variando o carregamento	57
4.8 Deslocamento vertical (u_z) para diversos testes variando o carregamento	57
4.9 Tensão deviatórica,q, em função da tensão média,p, nos elementos 1, 2, 3, 4, 5 e 6 para o teste D6	58
4.10 Tensão deviatórica,q, em função da tensão média,p, calculada no elemento 5, para os diversos testes	59
4.11 Tensão deviatórica,q, em função da tensão média,p, calculada no elemento 1, para os diversos testes	59
4.12 Relação $F_z - K_y$, regressão linear	60
4.13 Deslocamento lateral (u_y) para diversos testes variando o solo de fundação	61
4.14 Deslocamento vertical (u_z) para diversos testes variando o solo de fundação	61
4.15 Tensão deviatórica,q, em função da tensão média,p, nos elementos 1, 2, 3, 4, 5 para o teste D9	61

4.16 Tensão deviatória, q , em função da tensão média, p , calculada no elemento 5, para os diversos testes	62
4.17 Deslocamentos u_y para diversos valores de carregamento no elemento 1	63
4.18 Deslocamentos u_z para diversos valores de carregamento no elemento 1	64
4.19 Tensão deviatória, q , em função da tensão média, p , nos elementos 1, 2, 3, 4, 5 para o teste D6	64
4.20 Tensão deviatória, q , em função da tensão média, p , calculada no elemento 5 para os diversos testes	65
4.21 Tensão deviatória, q , em função da tensão média, p , calculada no elemento 1 para os diversos testes	65
4.22 Regressão não linear da relação $F_z - K_y$	66
4.23 Deslocamento na direção y , u_y em função do tempo de cálculo para os diversos tipos de solo	67
4.24 Deslocamento na direção z , u_z em função do tempo de cálculo para os diversos tipos de solo	67
4.25 Tensão deviatória, q , em função da tensão média, p , nos elementos 1, 2, 3, 4, 5 para o teste D9	68
4.26 Tensão deviatória, q , em função da tensão média, p , calculada no elemento 5 para os diversos testes	68
4.27 Deslocamento na direção y , u_y com a variação da rigidez lateral	69
4.28 Deslocamento na direção z , u_z com a variação da rigidez lateral	70
4.29 Relação entre a tensão deviatória e a tensão média para os testes D9-a, D9-b, D9-c e D9-d	70
4.30 Distribuição de tensões para os testes D9-d e D9-a	71
4.31 Variação do módulo de deformabilidade do balastro em função do tempo para o modelo linear e não linear para o teste D9 nos elementos 1 e 5	72
4.32 Deslocamento vertical, u_z e lateral, u_y em função do tempo para o modelo linear e não linear para o teste D9 no ponto P($x=0$; $y=0.85$; $z=0.3$)	72
4.33 Tensão σ_y no teste D9 para o caso Linear e Não Linear respectivamente	72

4.34 Tensão σ_z no teste D9 para o caso Linear e Não Linear respectivamente	73
4.35 Comparação da tensão deviatórica para o teste D9 no caso linear e não linear	73
5.1 Tensões segundo a direção y e z em função do tempo em vários elementos para o teste 5	76
5.2 σ_y nos elementos 1, 2, 3 e 6 para os diversos testes	77
5.3 σ_z nos elementos 1, 2, 3 e 6 para os diversos testes	78
5.4 Distribuição de tensão σ_y para os testes 1, 4, 5 e 7 respetivamente .	79
5.5 Distribuição de tensão σ_z para os testes 1, 4, 5 e 7 respetivamente .	80

Índice de Tabelas

2.1	Valores das constantes para travessas de madeira e betão	25
2.2	Comparação entre os valores de cada componentes para resistência lateral total segundo os estudos de Le Pen e Powrie (2011),Kish (2011),Koike et al. (2014) respetivamente	27
2.3	Tabela com autores e respetivos valores propostos para resistência lateral	30
4.1	Parâmetros utilizados no modelo em estudo	52
4.2	Parâmetros para a camada de balastro, sub-balastro e coroamento	54
4.3	Parâmetros utilizados para a camada de fundação	54
4.4	Valores de cargas aplicadas nos diversos testes	55
4.5	Parâmetros elásticos do solo	56
4.6	Descrição dos testes em termos de carregamento	57
4.7	Descrição dos testes em termos de carregamento e tipo de solo . .	60
4.8	Descrição dos testes em termos de carregamento e tipo de solo . .	63
4.9	Descrição dos testes em termos de carregamento e tipo de solo . .	66
4.10	Descrição dos testes em termos de variação da rigidez lateral . . .	69
4.11	Rigidez lateral e vertical para os testes lineares e não lineares com variação de carregamento	74
5.1	Descrição dos testes	75
5.2	Diferença em percentagem entre os testes com $K_{c,h=0}$ e $K_{c,h} = 1 \times 10^7$ nos elementos 1 e 6	79

Lista de símbolos e abreviaturas

Símbolos Latinos

e_p	Deformação plástica
f_a	Vetor das forças de interação entre as travessas e o balastro
f_g	Vetor de forças gravíticas
$f_{a,h}$	Força de interação horizontal ou lateral
$f_{a,v}$	Força de interação vertical
F_p	Força de pico
f_{train}	Vetor de forças aplicadas nos carris
F_y ou F_h	Força lateral/horizontal
F_z	Força vertical
G_0	Módulo de distorção inicial
G_{max}	Módulo de distorção máximo
K_0	Coefficiente de impulso em repouso
$K_{c,h}$	Rigidez horizontal de contacto travessa-balastro
s_{max}	Força lateral por unidade de comprimento da via
s_{vert}	Força vertical por unidade de comprimento da via
u_y ou u_h	Deslocamento lateral/horizontal
u_z	Deslocamento vertical
v_p	Velocidade de propagação de ondas primárias
W_p	Deflexão de pico
a	Vetor de acelerações nodais
C	Matriz global de amortecimento

K	Matriz global de rigidez
M	Matriz global de massa
u	Vetor de deslocamento nodais
v	Vetor de velocidades nodais
DS	Rigidez elástica
E	Módulo de elasticidade ou de Young
F	Força
K	Rigidez
M	Módulo edométrico
P	Pressão
p	Tensão média
q	Tensão deviatórica
Y	Deflexão

Símbolos Gregos

α	Ângulo da cunha de balastro
δ	Ângulo de atrito entre superfícies
γ_t^e	Distorção linear limite
γ_t^v	istorção limite sem variação volumétrica
μ	Coeficiente de Atrito
ν	Coeficiente de Poisson's
ϕ'	Ângulo de atrito do solo
σ_y	Tensão horizontal ou lateral
σ_z	Tensão vertical
ξ	Coeficiente de Amortecimento

Abreviaturas

AREA	American Railway Engineering Association
BR	The British Rail Research Group
CR	Cambridge University Research Group
DTS	Dynamic Track Stabilizer

FAD Factor de amplificação dinâmica

MFA Método da Fronteira Absorvente

SNCF Société Nationale des Chemins de Fer Français

STPT Single sleeper (Tie) Push Test

TBM Timoshenko Basic Model

TLPT Track Lateral Pull Test

UK WCML United Kingdom West Coast Main Line

Capítulo 1

Introdução

1.1 Enquadramento

...Era uma vez um rapaz que morava numa aldeia, um dia em uma das suas jornadas encontrou uma rapariga bela e encantadora pela qual se apaixonou, o único problema é que ela vivia num outro vilarejo além do rio, e ele pensou: - Quão difícil será para eu vir cortejá-la?.

Graças a George Stephenson o problema de cruzar grandes distâncias e rios foi solucionado, os caminhos de ferro, uma das melhores invenções do homem, possibilitou a comunicação entre vilarejos, cidades e países, facilitando a locomoção de bens e pessoas, diminuindo a duração das viagens e aumentando a produtividade, pois trata-se de um meio de transporte com grande capacidade de carga.

De maneira a obter máximos desempenhos, melhores condições nas vias férreas e garantir maior conforto e segurança aos utilizadores, muitos estudos têm sido desenvolvidos, dentre eles o da estabilidade lateral da via férrea, que é em grande parte garantida pela interação lateral balastro-travessa.

A rigidez e a resistência lateral de vias férreas é um tema importante no contexto da Engenharia Ferroviária essencialmente por duas razões distintas: (i) a deformação lateral progressiva das vias férreas dá origem a defeitos de alinhamento das vias, que quando excessivos obrigam à sua correcção por meio de ataques de via, e (ii) o aumento de temperatura conduz ao aumento das forças axiais nos carris que pode originar fenómenos de encurvadura do designado armamento da via. Este trabalho irá focar-se principalmente na análise do primeiro aspecto enunciado.

A deformação lateral progressiva das vias é provocada pela acção de forças laterais induzidas à via que são primordialmente devidas a: forças centrífugas devidas ao movimento de comboios em curvas, acção do vento sobre os

comboios, forças dinâmicas laterais provocadas pelo guiamento normal do comboio em rectas ou em curvas, e, excepcionalmente, forças geradas durante um evento sísmico. A análise sistemática da resposta lateral da via impõe assim a consideração integrada e acoplada de todos os componentes que participam activamente no processo físico em estudo, sendo eles: o veículo, a via, o balastro, e a sua fundação.

No contexto da Engenharia Civil Ferroviária, diversos autores têm procurado caracterizar a relação força-deslocamento lateral de vias férreas, pelas razões atrás enunciadas. Consta-se que a informação está muito focada no tema da estabilidade da via à acção térmica, e que os resultados apresentados por diferentes autores são por vezes contraditórios e pouco conclusivos. Por outro lado, a maioria dos trabalhos centrados no comportamento da via férrea considera exclusivamente a acção vertical do comboio e a correspondente interacção também apenas vertical entre a via e o balastro, não havendo estudos suficientes que permitam avaliar sobre a importância da consideração da interacção horizontal. Estes aspectos justificam só por si trabalho de investigação adicional, como aquele aqui apresentado.

Adicionalmente, os estudos centrados na dinâmica do veículo ferroviário e no contacto roda-carril, habitualmente conduzidos pela Engenharia Mecânica, têm, desde há pouco tempo, procurado integrar a flexibilidade vertical e lateral sob a via férrea, que antes eram totalmente negligenciadas, através de representações simplificadas da mesma. No entanto, face à escassez de estudos de interacção lateral via-balastro, estas equipas têm tido grandes dificuldades na parametrização da rigidez lateral associada à via. É também neste contexto que este trabalho se insere, procurando fornecer informação que ajude no desenvolvimento de modelos mais fiáveis e representativos da real dinâmica global do sistema.

1.2 Objetivo

Este trabalho centra-se na resposta lateral do sistema formado pela via e pela sua fundação, quando solicitado por forças laterais directamente aplicadas aos carris e/ou às travessas. Este problema é importante quando o veículo ferroviário (comboio) se desloca sobre a via e exerce sobre esta um conjunto de forças variado, dominado pela acção vertical devido à acção gravítica, mas eventualmente também com significativa componente horizontal, pelas razões atrás mencionadas.

Procura-se neste trabalho primeiro uma alargada revisão bibliográfica sobre o tema geral. Esta revisão deverá permitir não apenas a identificação dos principais aspectos e factores que controlam a relação força-deslocamento do sistema, e também uma avaliação quantificada sobre a resistência lateral de vias férreas, quer determinada por via experimental ou por via analítica. O assunto da resistência lateral da via, de carácter iminentemente não elástico, ficará encerrado

nesta revisão e não será mais aprofundado no restante trabalho.

O trabalho numérico a desenvolver seguidamente neste trabalho procurará primeiramente caracterizar a rigidez lateral da via férrea, para uma acção lateral inferior ao limite de resistência da via, onde por isso é adequada a consideração de modelos constitutivos elásticos lineares ou não-lineares. Para a avaliação do valor desta rigidez será utilizado um programa de elementos finitos tridimensional que foi previamente desenvolvido para estudos ferroviários, mas que até à data não contemplava ainda a interacção lateral balastro-travessa. Procurar-se-á avaliar a rigidez lateral global do sistema, considerando tanto uma representação mais simplificada linear do comportamento do balastro, como uma representação um pouco mais complexa e realista do seu comportamento através de um modelo elástico não-linear.

Por último, procura-se também estudar a importância da interacção lateral travessa-balastro em estudos centrados na resposta à acção vertical do comboio, dado que o balastro ao ser carregado verticalmente irá tender a estender horizontalmente, por efeito de Poisson, e por isso, estima-se que possam aparecer tensões adicionais quando considerada a interacção lateral travessa-balastro.

Refere-se ainda que este trabalho constitui-se como uma primeira abordagem e estudo sobre um tema bastante complexo no contexto da Engenharia Ferroviária, e que como tal diversos aspectos importantes não foram aqui considerados nos cálculos numéricos. Concretamente, o trabalho centra-se na interface de base entre a travessa e o balastro, não sendo contemplada aqui a interacção entre as faces laterais da travessa e do balastro.

1.3 Estrutura do documento

Esta dissertação está dividida em 6 capítulos, sendo o primeiro capítulo o presente, no qual se faz um enquadramento geral do tema e se expõem os principais objetivos.

O segundo capítulo é dedicado à revisão da literatura, onde se faz uma introdução à vias-férreas com uma breve abordagem sobre os seus componentes passando pela explicação do comportamento do balastro e por último é feita uma revisão bibliográfica visando o comportamento lateral da via.

O terceiro capítulo começa com a história da evolução dos modelos para a via, progredindo para os modelos mais recentes que contemplam a interacção lateral, incluindo o modelo utilizado no presente trabalho.

O quarto capítulo é dedicado ao estudo da rigidez lateral da via, onde foram realizados testes lineares e não lineares com o intuito de perceber como a carga aplicada e o solo de fundação influenciam a rigidez lateral.

No quinto capítulo foi realizado um estudo da distribuição de tensões no balastro, analisando-se a influência do parâmetro de contacto horizontal travessa/balastro na variação das tensões.

O sexto e último capítulo é reservado às conclusões e possíveis considerações futuras.

Capítulo 2

Interação lateral travessa-balastro- Revisão da Literatura

2.1 Considerações Gerais

Com a necessidade de cruzar maiores distâncias num intervalo menor de tempo levando maiores quantidades de carga, é necessário um maior controlo sobre o comportamento lateral da via, assegurando que esta resistirá às forças atuantes. A rigidez e a resistência lateral da via férrea têm um papel crucial na estabilidade da via balastrada. A força de atrito desenvolvida entre a interface balastro-travessa é um fator determinante para a resistência lateral da via, podendo ser dividida em componentes como o atrito entre o balastro e a base da travessa e o atrito entre o balastro e as faces laterais da travessa. Esta interação balastro-travessa é influenciada por diversos fatores tais como: a condição, consolidação, o estado de manutenção e a secção da camada de balastro, tipo e condições das travessas e cargas aplicadas pelo comboio. A resistência lateral é fundamental para o bom funcionamento da via mas é extremamente variável e difícil de se estimar.

Alguns autores vêm estudando a estabilidade lateral da via, uns de uma forma mais experimental, outros com modelação em programas e outros mais teóricos. Neste capítulo será desenvolvido o tema, dando-se a conhecer alguns trabalhos desenvolvidos nos últimos anos.

2.2 Principais componentes da via balastrada

A via balastrada é, em Portugal, o modelo tradicional da via férrea e é dividida em superestrutura e subestrutura. A superestrutura é composta por: (Figura 2.1)

6CAPÍTULO 2. INTERAÇÃO LATERAL TRAVESSA-BALASTRO- REVISÃO DA LITERATURA

- Carril;
- Fixações;
- Travessa;
- Camada de balastro.

Enquanto que a subestrutura é composta por:

- Camada de sub-balastro;
- Solo de fundação.

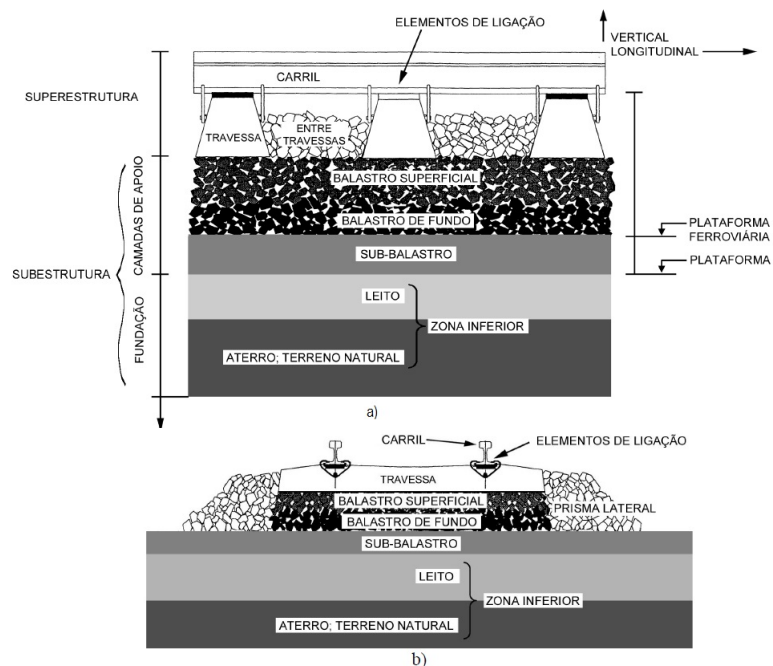


Figura 2.1: Estrutura da via balastrada - a) Perfil Longitudinal b) Perfil Transversal (Fortunato, 2005).

Neste trabalho, dedicado à interação lateral travessa-balastro, assume particular importância a camada de balastro que pode ser dividida em diferentes zonas, conforme indica a Figura 2.1: Balastro sob a travessa, subdividido em balastro superficial e de fundo, balastro entre travessas e o prisma lateral de balastro.

As funções de cada componente da via férrea são bem conhecidas e podem ser consultadas, por exemplo, em Fontul (2015) ou Fortunato (2005).

2.3 Vantagens e desvantagens da via balastrada

A via balastrada é ainda a mais utilizada em Portugal e no mundo, sendo as suas principais vantagens: maior rapidez e menor custo na construção, flexibilidade de redefinição do traçado, facilidade na correção da geometria da via e sua conservação, assim como eventuais ajustes devido a assentamentos, entre outros.

Quando comparada com outras tipologias de via, como a via em placa, algumas das desvantagens da via balastrada são: a menor resistência lateral da via, a instabilidade do balastro causada pela vibração da passagem do comboio em elevada velocidade, que provoca o designado "balastro voador", a degradação da via é mais rápida, causada principalmente pela contaminação do balastro por finos.

Em alternativa à via balastrada temos as vias não balastradas, onde não há balastro mas sim uma camada de betão. Essa opção tem um investimento mais elevado, leva mais tempo a ser construída e é mais difícil de reparar. Porém, a longo prazo, tem uma degradação muito menor que a via balastrada. Há ainda que mencionar que a via não balastrada dá uma maior estabilidade à via, permitindo assim a circulação de maiores velocidades.

Existe ainda a opção da via mista, onde embora haja uma camada de balastro esta é colocada misturada com betume ou apoiada sobre uma camada de mistura betuminosa. Este sistema misto permite manter as vantagens do sistema tradicional (adequada rigidez, fácil alinhamento, fixações correntes, equipamento convencional de conservação, etc.) e assegura uma proteção ao balastro relativamente à contaminação, possibilitando a redução da espessura do mesmo. Por outro lado, o próprio balastro protege a mistura betuminosa das variações de temperatura, permanecendo o módulo de deformabilidade da mistura relativamente constante, ao contrário do que acontece nos pavimentos das estradas (Fortunato, 2005).

2.4 Comportamento do balastro

2.4.1 Descrição geral do comportamento

O balastro recebe as cargas da superestrutura e distribui as mesmas pela fundação, de forma que, necessita de ser um material resistente. É um material granular, sem coesão, suas partículas são angulosas e por isso apresenta bastantes vazios, permitindo uma boa drenagem.

O balastro está sujeito a diversos tipos de cargas estáticas e dinâmicas, sendo o seu estado de tensão dependente da solicitação existente, desenvolvendo-se tensões de corte e compressão. A Figura 2.2 ilustra o comportamento de um corpo

8CAPÍTULO 2. INTERAÇÃO LATERAL TRAVESSA-BALASTRO- REVISÃO DA LITERATURA

sujeito a estes estados de tensões. Muitos dos modelos existentes, dos quais alguns serão abordados neste capítulo, têm como foco apenas um dos estados de tensão, ou compressão ou o corte. Porém na realidade, quando o balastro se encontra solicitado pela passagem do comboio ambos estados de tensões são desenvolvidos, compressão e corte, sendo portanto necessário um modelo que tenha subjacente o funcionamento desses dois casos em coerência.

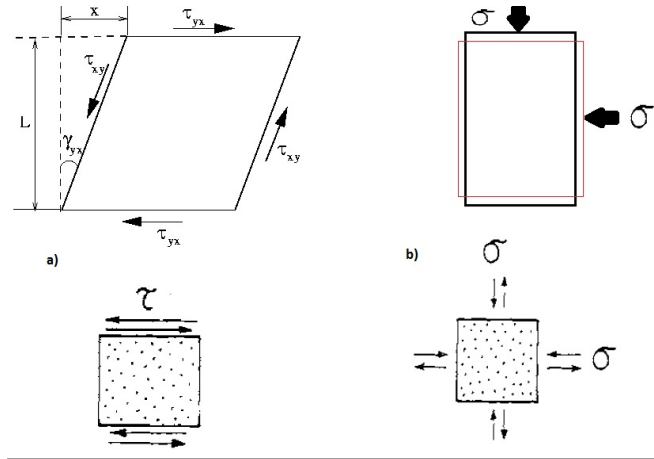


Figura 2.2: a) Tensão de corte; b) Tensão normal

Os principais testes realizados no balastro para estudar o seu comportamento são os testes cíclicos edométrico e o triaxial ilustrados nas Figuras 2.3 e 2.4 respectivamente .

Através do teste edométrico observa-se o aumento da rigidez do balastro com o número de ciclos. O balastro possui um comportamento resiliente, típico de materiais granulares, como ilustra a Figura 2.4

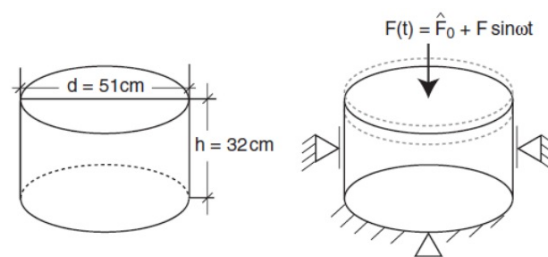


Figura 2.3: Teste edométrico (Huber, 2013)

Por paralelismo, considerando o balastro como um tipo de solo grosso, com coesão nula, podemos ter uma ideia do seu comportamento e assim do melhor modelo a utilizar.

As características de deformação de um solo dependem muito da magnitude das distorções (γ) aplicadas (Ishihara, 1996) . O grande problema é identificar e

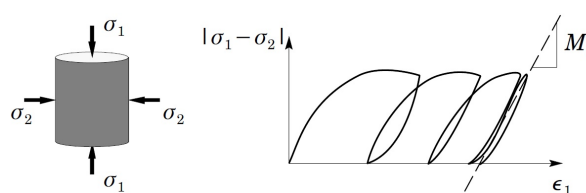


Figura 2.4: Teste triaxial e comportamento resiliente dos materiais granulares (Tacioglu, 1995)

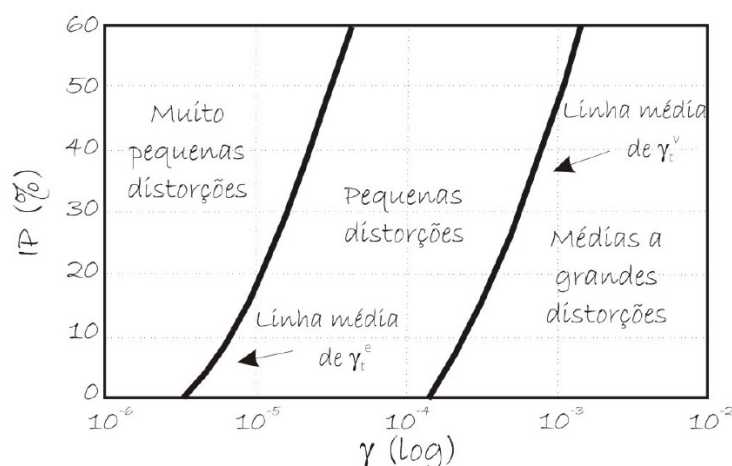


Figura 2.5: Valores da distorção linear limite, γ_t^e e da distorção limite sem variação volumétrica, γ_t^v (Lopes, 2005)

quantificar estas deformações, pois é em função delas que escolhemos o melhor modelo a adotar.

Para melhor compreender o comportamento do solo, há de se introduzir dois parâmetros relativos as distorções, ilustrados na Figura 2.5:

- γ_t^e - Distorção linear limite, que é o valor abaixo do qual o solo tem um comportamento linear
- γ_t^v - Distorção limite sem variação volumétrica, que corresponde ao valor limite acima do qual ocorre uma alteração permanente da microestrutura do solo e da sua rigidez. Em solos completamente saturados, e condições não drenadas, desenvolve-se uma acumulação de pressão intersticial; e em solos secos ou parcialmente saturados, e condições drenadas, ocorre uma alteração permanente de volume(Lopes, 2005).

Para muito pequenas distorções (γ_t^e) a deformação exibida pela maioria dos solos é puramente elástica e recuperável. A modelação do comportamento do solo nesta gama de distorções pode ser efetuada através da utilização de um modelo linear

elástico, sendo que o módulo de distorção é o parâmetro mais importante e se mantém aproximadamente constante. Este módulo é designado por módulo de distorção inicial, G_0 (ou máximo G_{max}) (Lopes, 2005).

Na gama intermédia de distorções, o comportamento dos solos é elasto-plástico e produz deformações permanentes e irreversíveis. Neste intervalo, com o aumento da distorção ocorre uma diminuição do módulo de distorção secante, G_{sec} (Figura 2.7) e dissipação de energia durante os ciclos de aplicação de carga. Esta dissipação energética é essencialmente de natureza histerética, sendo o coeficiente de amortecimento, ξ , usado para modelar a capacidade de absorção de energia do solo.

Como os níveis de distorção ainda não são suficientemente elevados para provocar alterações nas propriedades dos solos, o módulo de distorção e o amortecimento não sofrem grandes alterações com a aplicação progressiva dos ciclos de carga. Este tipo de comportamento é designado por tipo histerético não degradado e pode ser representado por modelos baseados na teoria linear visco-elástica (método linear-equivalente). Os parâmetros do solo representativos deste intervalo de distorções são o módulo de distorção e o coeficiente de amortecimento (Figura 2.6), expressos em função da distorção (Lopes, 2005).

Na gama das médias/grandes distorções as propriedades do solo alteram-se consideravelmente, não só com o aumento da distorção mas também com a progressão dos ciclos aplicados, devendo os modelos serem visco-elásticos (média distorção) ou elasto-plásticos com ponderação da história de tensões (grandes deformações).

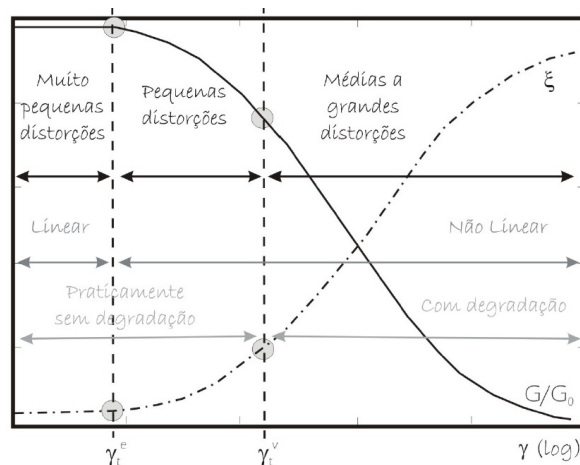


Figura 2.6: Curva de redução de módulo G/G_0 e do coeficiente de amortecimento ξ (Em: Vucetic (1994) pág. 2220 e Lopes (2005) pág.10)

Após percebermos a influência das deformações e identificarmos em que zona estamos é mais fácil decidir o modelo a utilizar.

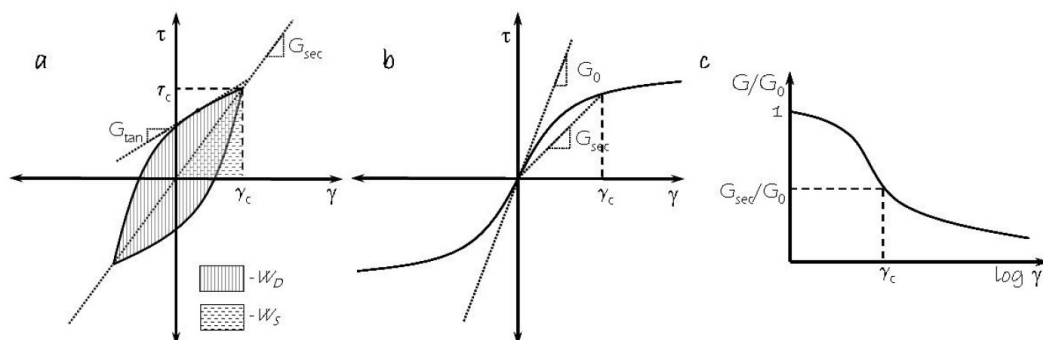


Figura 2.7: **a)** Comportamento não linear histerético ($\tau - \gamma$) de um solo submetido a uma solicitação cíclica sendo W_d a energia dissipada e W_s a energia distorcional máxima; **b)** Curva de esqueleto; **c)** Curva de redução de módulo (Lopes (2005))

2.4.2 Modelo Não Linear K- θ

O modelo não linear K- θ (Brown e Pell, 1967; Hicks, 1970; Hicks e Monismith, 1972) define que o módulo resiliente depende diretamente da soma das tensões normais (θ), sendo positivo o esforço de compressão:

$$E_r = K_1 \left(\frac{\theta}{\theta_0} \right)^{K_2} \quad (2.1)$$

com coeficiente de Poisson's constante. Isto significa que toda a matriz de rigidez \mathbf{D} (Equação 2.2) é obtida substituindo o módulo de Young E pelo módulo resiliente E_r , que é um número que depende da soma das tensões normais. O modelo K- θ apenas é definido sobre condições de pressão. Durante carregamentos dinâmicos e especialmente na superfície da camada de balastro, tensões de tração podem ocorrer. Portanto, a relação E_r - θ é estendida ao caso de tração admitindo um valor constante para o módulo resiliente, correspondente ao valor mínimo. Este valor mínimo pode ser definido tão baixo quanto necessário para manter as tensões de tração aceitavelmente pequenas (Allaart, 1992). A Figura 2.8 representa a relação E_r - θ adotada.

$$D = \frac{E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \begin{bmatrix} 1 - \nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1 - \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1 - \nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix}, \quad (2.2)$$

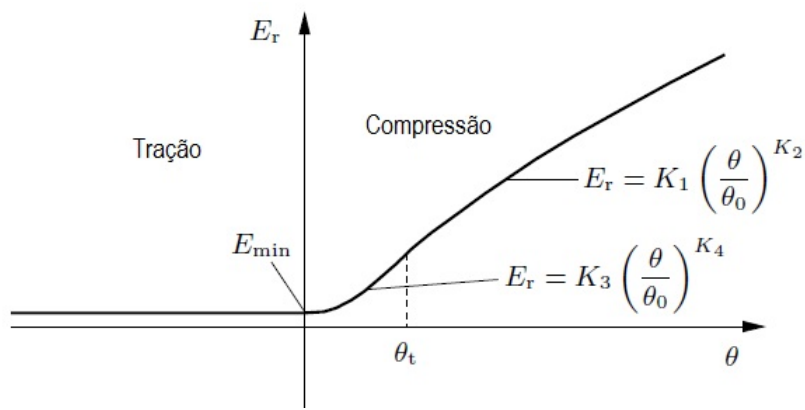


Figura 2.8: Relação E_r - θ (Varandas, 2013).

A expressão matemática correspondente ao modelo E_r - θ adotado nos trabalhos numéricos desenvolvidos é :

$$E_r(\theta) = \begin{cases} E_{min}, & \text{if } \theta < 0 \\ E_{min} + K_3 \left(\frac{\theta}{\theta_0}\right)^{K_4}, & \text{if } 0 \leq \theta < \theta_t \\ K_1 \left(\frac{\theta}{\theta_0}\right)^{K_2}, & \text{if } \theta \geq \theta_t \end{cases}, \quad (2.3)$$

O ramo de transição entre $\theta = 0$ e $\theta = \theta_t$ assegura uma transição suave entre o ramo constante do lado tracionado com o modelo K- θ para $\theta \geq \theta_t$. Esta transição entre ramos é definida pelos parâmetros K_3 e K_4 . Conhecido os parâmetros do modelo K- θ (K_1 e K_2), o valor mínimo para o módulo resiliente (E_{min}), e assumindo um valor para θ_t , que deverá ser razoavelmente pequeno (na ordem dos 10 kPa), cumprindo a seguinte exigência:

$$K_1 \left(\frac{\theta_t}{\theta_0} \right)^{K_2} > E_{\min} \quad (2.4)$$

Os parâmetros K_3 e K_4 são determinados de modo a assegurar que a curva $E_r-\theta$ é de classe C^1 , ou seja, que tem a primeira derivada contínua:

$$K_4 = \frac{K_1 K_2 \left(\frac{\theta_t}{\theta_0} \right)^{K_2}}{K_1 \left(\frac{\theta_t}{\theta_0} \right)^{K_2} - E_{\min}}$$

$$K_3 = \frac{K_1 \left(\frac{\theta_t}{\theta_0} \right)^{K_2} - E_{\min}}{\left(\frac{\theta_t}{\theta_0} \right)^{K_4}} \quad (2.5)$$

2.5 Forças laterais que atuam na via-férrea

As forças laterais são paralelas ao eixo longitudinal das travessas e têm origem, essencialmente, nas forças produzidas pelo material circulante e na reação do carril à encurvadura (Fortunato, 2005).

As forças laterais na via podem ser devidas a temperatura. Por exemplo no caso em que não haja juntas nos carris, os esforços axiais devido à variação de temperatura podem ser muito elevados, provocando a encurvadura lateral da via. Excitações sísmicas também introduzem forças laterais na via, mesmo que por um breve período de tempo podem ser de grande magnitude.

Outro agente causador de forças laterais é o vento. A força provocada por um vento lateral é considerável, sendo ainda agravada no caso de troços em curvas.

Em curva, as forças laterais são o resultado da força centrífuga não compensada pelo efeito escala enquanto que em reta essas forças devem-se ao movimento de lacete do veículo, que sendo inevitáveis, ampliam-se na presença de defeitos e em função da velocidade.

A atuação dessas forças laterais pode levar ao arrancamento das fixações às travessas, ao ripado(deslocamento) lateral da via e ao descarrilamento (Fontul, 2015).

A Figura 2.9 ilustra um esquema geral das forças atuantes no comboio em curva.

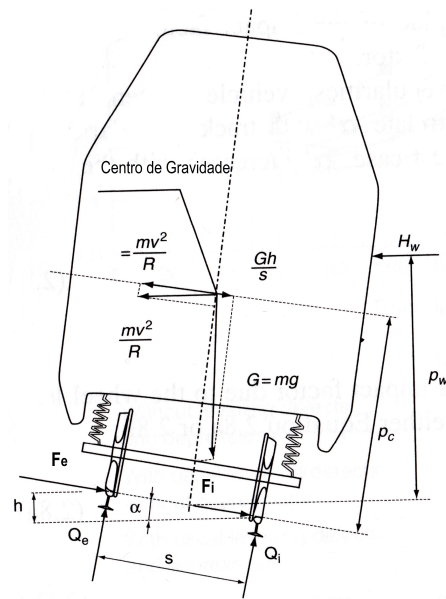


Figura 2.9: Esquema de forças atuantes no comboio (Esveld, 2001).

Onde:

F_e = Reações horizontais no carril externo.

F_i = Reações horizontais no carril interno.

Q_e = Reações no carril externo normais ao plano de rolamento.

Q_i = Reações verticais no carril interno normais ao plano de rolamento.

G = Peso do veículo por eixo.

H_w = Força do vento lateral.

s = Largura da via.

g = Aceleração da gravidade.

R = Raio da curva.

h = Escala.

p_c = Distância do centro de gravidade do veículo ao plano de rolamento.

p_w = Distância da resultante da força do vento lateral ao plano de rolamento.

2.5.1 Forças Laterais no carril

Segundo Esveld (2001) a força horizontal lateral exercida pela roda sobre o carril exterior é dada por:

$$F_{tot} = (F_{flange} + F_{centr} + F_{vento}) + F_{din} \quad (2.6)$$

Em que:

F_{flange} : É a força lateral em curva causada por flangeamento contra o carril externo.

F_{centr} : É a força lateral devido a força centrífuga não compensada.

F_{vento} : É a força do vento lateral.

F_{din} : É a componente dinâmica da força lateral. Em trechos retos, este devem-se predominantemente ao fenômeno de oscilação.

E o somatório $F_{flange} + F_{centr} + F_{vento}$ são as forças quase estáticas.

Se for considerado que F_{centr} e F_{vento} atuam completamente no carril externo, considerando o equilíbrio do rodado como mostra a Figura 2.9, vem que:

$$F_{emax} \approx G \frac{h_d}{s} + H_w \quad (2.7)$$

Onde, h_d é o valor da escala não compensada dada por:

$$h_d = \frac{sv^2}{gR} - h \quad (2.8)$$

sendo v , a velocidade do comboio.

Na realidade, a força lateral não pode ser calculada com grande fiabilidade, uma vez que a situação real é muito mais complexa devido à presença de vários rodados acoplados, as diferentes posições que o veículo pode assumir em curva e as forças de adesão entre a roda e o carril (Esveld, 2001).

2.5.2 Força Lateral na via

A força lateral total na via, H pode ser estimada como um somatório das forças F (forças laterais totais nos carris) multiplicado de um fator de amplificação dinâmica(FAD):

$$H = FAD * \left(G \frac{h_d}{s} + H_w \right) \quad (2.9)$$

Esta força lateral total exercida pelas rodas na via deve ser resistida por meio da:

- resistência a deslocamentos laterais das travessas apoiadas no balastro;
- rigidez lateral da estrutura da via (5 a 10%).

Na direção horizontal a resistência da via é limitada. Forças laterais elevadas podem provocar o movimento das travessas sobre o balastro, com a possibilidade de causar deformações permanentes.

2.6 Resistência lateral da via

2.6.1 Fórmula de Prud'Homme

A determinação da resistência lateral é um dos pontos-chave para a segurança e estabilidade das vias férreas, que é influenciada pelo tipo, peso, dimensões e espaçamento entre travessas, granulometria e qualidade do balastro, altura de balastro na zona do prisma lateral, o comprimento na zona entre travessas (ver Figura 2.10) e a área de contacto da base da travessa com o balastro, assim como a compactação do balastro, os tipos de carris e fixações.

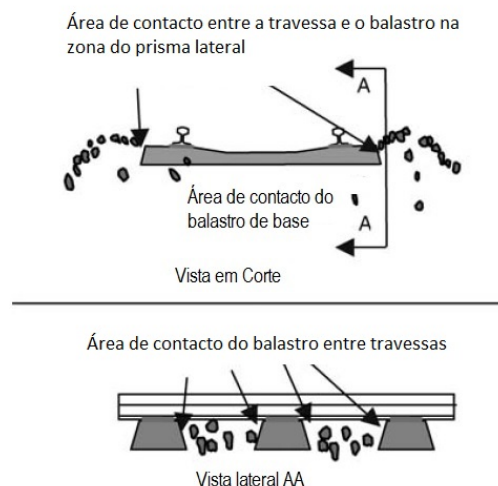


Figura 2.10: As três áreas de contacto balastro-travessa (Le Pen e Powrie, 2008).

A partir da equação 2.9, um valor prático para a resistência lateral requerida por uma via carregada de maneira a garantir a estabilidade foi determinada nos anos 50 pela SNCF e é conhecida como a fórmula de Prud'homme, que estabelece o seguinte:

$$H_{tr} > 10 + \frac{P}{3} \quad (2.10)$$

Em que:

H_{tr} : é a força lateral mínima [kN] que a via deve resistir sem deformações laterais.

P : Carregamento axial [kN].

Em geral, os coeficientes empíricos utilizados na equação 2.10 (neste caso 10 e 1/3) são dependentes do tipo de via e das condições de manutenção, devendo-se adequar o seu valor a cada situação (Esveld, 2001).

2.6.2 Determinação experimental

A resistência lateral pode ser estimada pelos métodos abaixo, identificados pela sua designação anglo-saxónica:

- *Single sleeper (Tie) Push Test* (STPT);
- *Track Lateral pull test* (TLPT);
- *Mechanical track displacement test*;
- *Continuous dynamic measurement* (Plasser-DGS).

Estes testes medem a força versus o deslocamento da travessa ou conjunto de travessas.

O STPT é um ensaio que permite determinar a resistência lateral de cada travessa. Nesse ensaio, o deslocamento obtido da travessa é proporcional à força aplicada na mesma. A travessa é solta dos carris e empurrada lateralmente por macacos hidráulicos fixos aos carris, sendo registada a relação força/deslocamento correspondente (Zakeri, 2012).

No ensaio do tipo TLPT, uma secção da via é puxada para os lados a partir da cabeça do carril. A secção de teste pode ser isolada (cut) ou ligada ao resto da linha (uncut) : A abordagem isolada (cut) torna menos difícil estimar a resistência de uma travessa através dos resultados (Le Pen e Powrie, 2011).

No ensaio do tipo *Mechanical track displacement* são instalados componentes adicionais à máquina de ataque pesado da via, que assim permite estimar a resistência lateral da via durante as operações de manutenção da camada de balastro (Zakeri, 2012).

O ensaio do tipo *Continuous dynamic measurement* é um método indireto relacionando a energia necessária que a máquina DTS ¹ precisa fazer para vencer o atrito e mover o balastro na via (Kish, 2011).

Koc et al. (2011) realizou um estudo com o objetivo de determinar a resistência lateral da via de forma menos destrutiva possível, aproveitando o facto de que toda via férrea deve ser tratada periodicamente através de uma máquina de ataque pesado da via, também designada atacadeira e incrementou nessa máquina um método de calcular a resistência lateral da via. O método de Koc et al. (2011) consiste em forçar deslocamentos laterais na zona em estudo por utilização da atacadeira, as medições (da força aplicada e do deslocamento causado) são realizadas através de uma estação de teste estacionária e durante os trabalhos rotineiros da linha com a atacadeira.

A resistência lateral definida por este método é determinada pela rigidez da zona em estudo, atrito entre travessa e balastro da base, e resistência do balastro nas zonas laterais da travessa. A Figura 2.11 mostra a via antes e depois da aplicação da força lateral na via, onde F_t é a resultante da força horizontal, e L_t é o comprimento total do modelo. Segundo o autor, o método mostrou-se adequado à estimação da resistência lateral, sendo necessárias no entanto, algumas modificações nos sistemas de medições afim de aperfeiçoar o método.

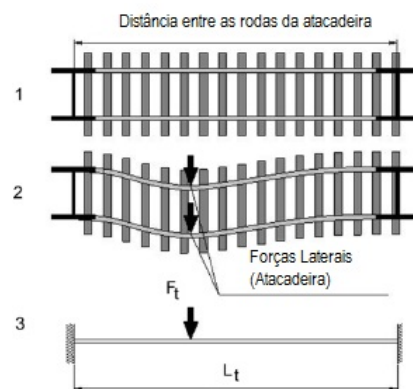


Figura 2.11: Esquema do método de ensaio utilizando atacadeira: 1- Zona em estudo antes da aplicação da força; 2- Zona em estudo durante aplicação da força; 3- Modelo estático em causa (Koc et al., 2011).

Le Pen e Powrie (2011) por sua vez, realizaram ensaios em laboratório de forma a replicar os esforços atuantes na via quando esta se encontra carregada, tais como forças verticais e momentos causados por comboios de alta velocidade em curvas. Foi ensaiada uma travessa do tipo G44 (Figura 2.12) numa caixa com 300 mm de profundidade preenchida por balastro assente numa placa maleável simulando um solo ligeiramente compressível. Uma viga de carga é colocada na

¹DTS - Dynamic Track Stabilizer, é uma máquina que combina a aplicação de cargas verticais com vibrações horizontais na via

cabeça dos carris, transferindo a carga aplicada para os carris, e assim para as travessas através de macacos hidráulicos, como mostra a Figura 2.13. O momento é aplicado fazendo-se variar a posição da carga vertical.

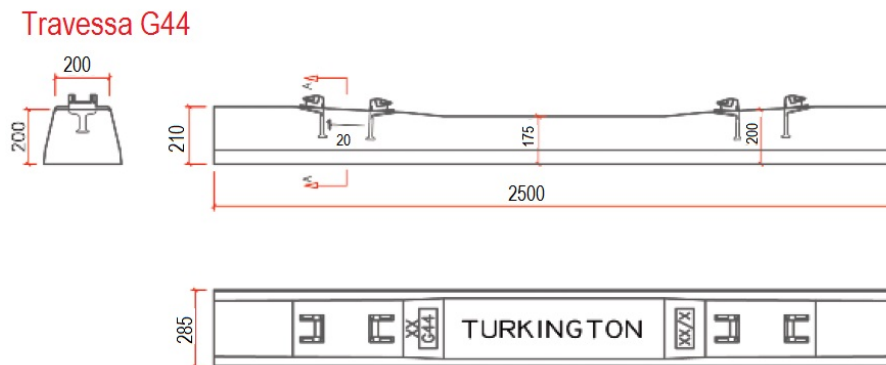


Figura 2.12: Travessa G44

Le Pen e Powrie (2011) focaram-se na contribuição de cada componente do balastro (Figura 2.10: crib - balastro entre travessas, balastro de base e shoulder - balastro na zona do prisma lateral) para a resistência lateral. Segundo os autores, não havia grande concordância entre os valores publicados para tais componentes. Por exemplo, a American Railway Engineering Association (AREA) parecia preocupar-se mais com a largura de balastro na zona do prisma lateral do que a sua altura acima da travessa, enquanto que United Kingdom West Coast Main Line (UK WCML) enfatiza exatamente o oposto, preocupa-se mais com a altura de balastro acima da travessa que com a sua largura.

Para determinar a resistência de base da travessa, Le Pen e Powrie (2011) utiliza as relações empíricas de Butterfield e Gottardi (1994), onde a força normal (**V**), horizontal (**H**) e o momento (**M**) se relacionam com o ângulo de atrito entre a base da travessa e o solo, para um estudo mais detalhado ver (Le Pen e Powrie, 2011, pp. 115-116). Desta forma e considerando uma relação M/V_{max} e V/V_{max} pequena, obtém-se a seguinte relação:

$$\frac{H}{V} = t_m = \tan \delta \quad (2.11)$$

onde t_m fornece a inclinação da superfície de cedência no plano V/V_{max} , M/BV_{max} próximo da origem e δ é o ângulo de atrito entre a base da fundação e o subsolo.

Na zona do balastro entre travessas os autores estudaram as duas zonas possíveis para o deslizamento do balastro, a superfície de deslizamento entre o balastro e a travessa, e a superfície de deslizamento entre balastro-balastro, como ilustra a Figura 2.14.

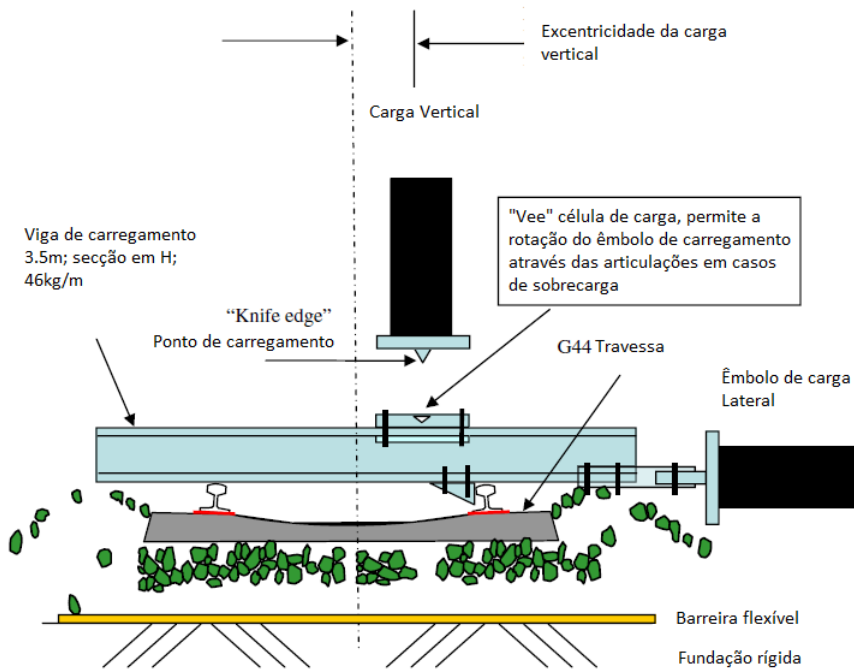


Figura 2.13: Esquema do ensaio em laboratório (Le Pen e Powrie, 2011).

Os autores concluíram que o mecanismo de falha deverá ocorrer através do deslizamento entre a travessa e o balastro (caso (a)), pois é o que geralmente oferece menor resistência. Considerando o ângulo de atrito entre a travessa e o balastro (δ) e ângulo de atrito do balastro (ϕ'), fazendo uso de alguns conceitos de mecânica dos solos, é possível demonstrar que o colapso ocorre por deslizamento entre as faces laterais das travessas e o balastro (caso (a)) desde que:

$$K_0 < ((s - b)\tan\phi') / (h'\tan\delta) \quad (2.12)$$

Onde, (K_0) é o coeficiente de impulso em repouso do balastro entre travessas.

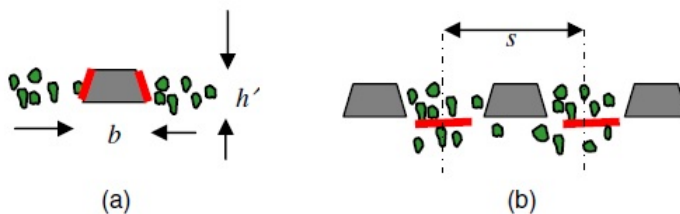


Figura 2.14: Superfícies de deslizamento possíveis na zona do balastro entre travessas: (a) superfície de deslizamento balastro-travessa e (b) superfície de deslizamento balastro-balastro (Le Pen e Powrie, 2011).

Considerando valores típicos relativos a uma via balastrada convencional, Le Pen e Powrie (2011) estimaram um valor de $K_0 < 5.3$, para que a ruptura corresponda ao caso **(a)** da Figura 2.14.

Na zona do balastro do prisma lateral, a resistência ao movimento da travessa foi estimada através do equilíbrio limite de uma cunha em 3D do balastro, delimitada pela superfície de balastro e com plano de falha nas laterais e na base, ilustrado na Figura 2.15, onde R'_w , R'_b e R'_s são as reações nas interface da parede da travessa, na interface do balastro de base e na interface lateral, respetivamente. As equações obtidas através do equilíbrio limite são hiperestáticas, por isso para resolvê-las foi feita a simplificação, bastante aceitável para geometria do balastro em causa, em que o ângulo da cunha, α , é igual ao ângulo de atrito do balastro, ϕ' , sendo assim possível determinar a resistência.

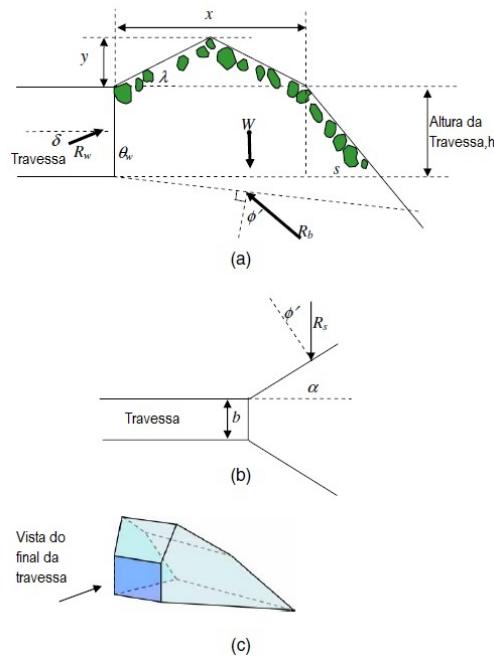


Figura 2.15: Mecanismo de falha para o prisma lateral de balastro no caso em que o final da travessa é empurrada contra o balastro: (a) Corte da secção ; (b) vista plana; (c) vista 3D (Le Pen e Powrie, 2011).

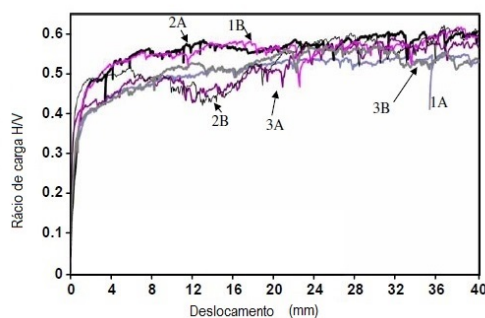
Le Pen e Powrie (2011) realizaram três tipos de ensaios distintos :

- Ensaio STPT apenas com o balastro de base;
- Ensaio STPT com o balastro de base e o balastro entre travessas;
- Ensaio STPT com o balastro de base e o prisma lateral de balastro ;

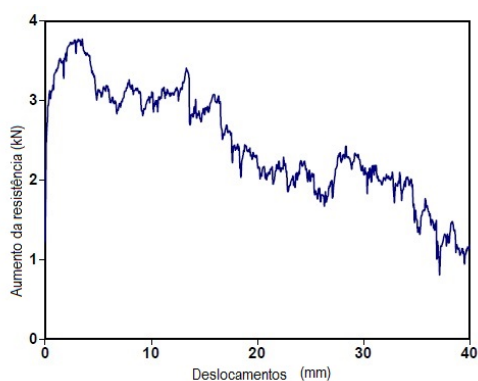
Dessa forma, foi possível avaliar como cada uma dessas componentes influência

a resistência total lateral.

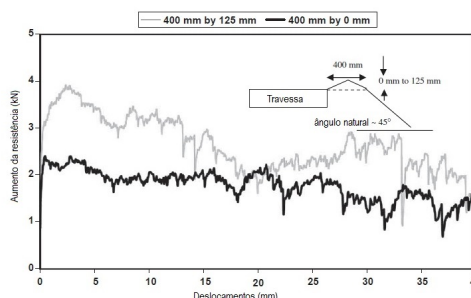
A comparação entre os três testes é feita através dos gráficos exibidos na Figura 2.16.



(a) Apenas com balastro de base



(b) Introdução do balastro entre travessas



(c) Introdução do balastro da zona do prisma lateral

Figura 2.16: (a) Relação entre H/V e os deslocamentos laterais no teste apenas com o balastro de base; (b) Aumento da resistência lateral com a introdução do balastro entre travessas; (c) Aumento da resistência com a introdução e variação do balastro da zona do prisma lateral (Le Pen e Powrie, 2011).

Como podemos verificar pela análise da Figura 2.16, de um modo geral, a resistência lateral aumenta até um certo valor de pico (para um deslocamento de 2 mm), a partir do qual para um baixo incremento de carga os deslocamentos causados aumentam muito.

A Figura 2.16 (a) mostra os resultados para testes feitos apenas com o balastro de base com carregamento vertical a variar de 15 kN a 30 kN. Através da análise desta Figura verificamos que o andamento global do gráfico é claro mas há muitas variações locais e o rácio entre a força lateral e a vertical H/V tende para um limite de aproximadamente 0.5 em todos os 6 testes, independentemente da magnitude do carregamento ou da sua excentricidade.

A Figura 2.16 (b) mostra os resultados dos testes feitos com o balastro de base e

a incrementação do balastro entre travessas. Podemos verificar que a resistência atribuída ao balastro entre travessas diminui com o aumento do movimento da travessa, o que é consistente com a perda gradual de compactação do balastro assim como a diminuição da tensão de pico devido a dilatação do balastro.

A Figura 2.16 (c) mostra os resultados para os testes feitos com o balastro de base e a incrementação do prisma lateral de balastro. Nos cálculos teóricos, foi observado que aumentar a largura do prisma lateral de balastro, de 400mm para 600mm produz um incremento de cerca de 60% à 80% da resistência, enquanto que aumentar a sua altura acima das travessas em 125mm e manter a largura de 400mm apenas aumenta 16% da resistência. Esse resultado porém, não é tão evidente no resultado dos ensaios experimentais.

Le Pen e Powrie (2011) concluiu que a contribuição de cada componente para a resistência lateral total no caso de uma travessa não carregada era distribuída da seguinte maneira: 26% a 35% para a base, 37% a 50% para o balastro entre travessas e 15% a 37% para o balastro da zona do prisma lateral. É de salientar que a resistência lateral varia consideravelmente conforme os testes. No caso de travessas carregadas pelo comboio, o contributo para a resistência lateral total das componentes do balastro entre travessas e do prisma lateral de balastro diminui significativamente, sendo a resistência lateral total devida maioritariamente à interação da base da travessa com o balastro.

Andrew Kish (*Kish e Samavedam (2001); Kish et al. (2004); Kish et al. (2007); Kish (2011); Kish A (1995)*) desenvolveu ao longo da sua carreira diversos estudos no âmbito da resistência lateral da via. Segundo Kish, a resistência total era dividida em três componentes, ilustrados na Figura 2.17: Atrito de base (F_b), Atrito lateral (F_s) e uma parcela devido a restrição no final da travessa (F_e)

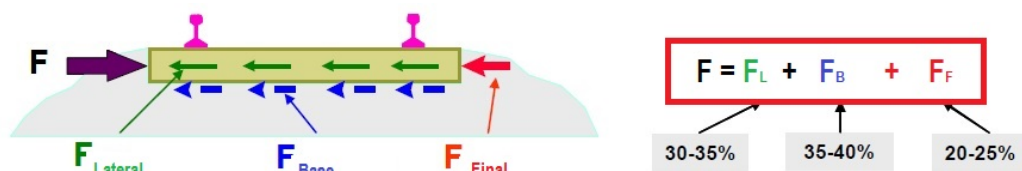


Figura 2.17: Componentes da resistência lateral (Kish, 2011).



Figura 2.18: Conceito da resistência lateral dinâmica (Kish, 2011).

Kish refere um conceito de resistência lateral dinâmica (Figura 2.18), salientando a importância da variação do valor da carga vertical na resistência lateral, sendo que quanto maior a carga vertical aplicada, maior será a resistência lateral. Em (Kish, 2011), o autor refere que ensaios realizados pela British Rail indica que a vibração induzida pelos comboios pode influenciar muito significativamente o valor da resistência lateral embora sejam necessários ensaios adicionais para quantificar este efeito.

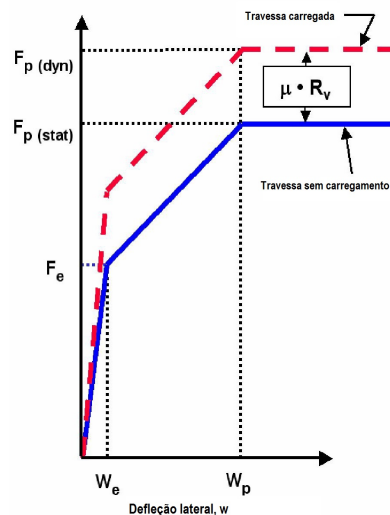


Figura 2.19: Modelo tri-linear: Relação entre a força aplicada (**F**) e deflexão lateral (**W**); sendo o índice **e** - elástico e o índice **p** - pico (Kish et al., 2007).

Em seus cálculos, Kish (2011) utiliza um modelo tri-linear e introduz um coeficiente de atrito, μ (Figura 2.19) para representar a resistência oferecida pela interação balastro / travessa. Este coeficiente, descrito em Kish et al. (2007), representa a influência da carga vertical na resistência lateral e varia de acordo com o material da travessa, sendo mais elevado numa fase inicial de carregamento nas travessas de madeira (Figura 2.20 e Tabela 2.1). A fórmula proposta é (Kish et al., 2007):

$$\mu = \mu_2 + (\mu_1 - \mu_2)e^{-\beta R} \quad (2.13)$$

Onde **R** é a carga vertical na travessa, μ_1 representa o coeficiente de atrito para uma carga vertical nula e μ_2 representa o coeficiente de atrito para cargas verticais maiores que 89 kN.

Recentemente, Koike et al. (2014) também realizou alguns ensaios a fim de determinar a contribuição de cada componente para a resistência lateral total e a influência das formas das travessas. Ele realizou ensaios do tipo STPT e TLPT em escala 1/5 com travessas de diversas formas. Os formatos das travessas e o esquema de ensaio estão ilustrados nas Figuras 2.21 e 2.22 respectivamente.

Tabela 2.1: Valores das constantes para travessas de madeira e betão (Kish et al., 2007).

	μ_1	μ_2	$\beta(1/\text{Kip})$	$\beta(1/\text{kN})$
Travessa de betão	0.9	0.75	0.16	0.71
Travessa de Madeira	1.15	0.68	0.11	0.49

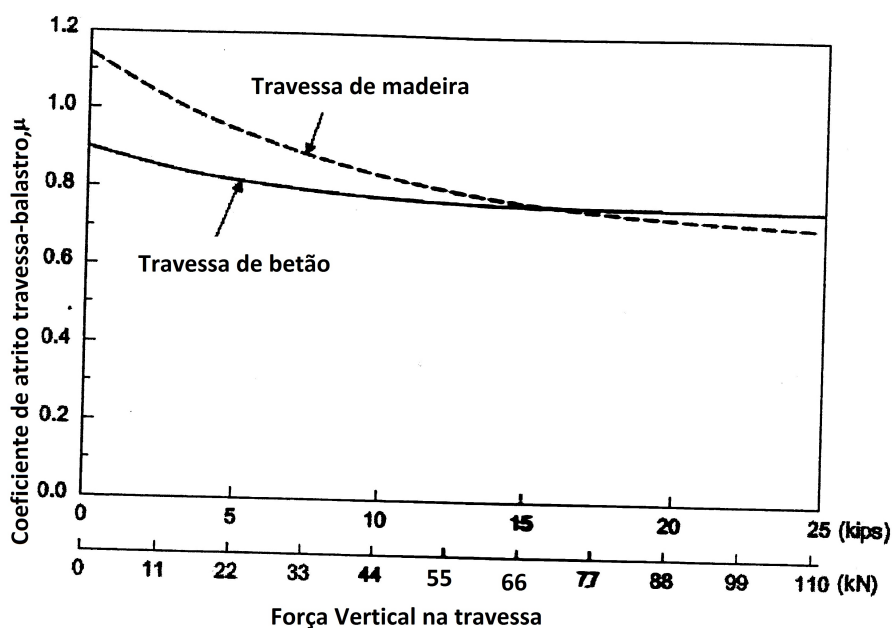


Figura 2.20: Coeficiente de atrito balastro-travessa em função da força vertical (Kish et al., 2007).

Na Figura 2.23 podemos observar que em todos os tipos de travessa, a componente relativa a resistência final (que corresponde a face lateral da travessa de menor dimensão) é a que mais contribuí para a resistência lateral total.

Segundo Koike a ideia de que a resistência lateral medida no ensaio STPT para um deslocamento horizontal de 2 mm poder também ser obtida com o correspondente teste TLPT é apenas válida em algumas circunstâncias. Isto acontece porque no ensaio TLPT há o chamado "piled group effect", ou seja um efeito de interação justificado pela sobreposição do balastro que é afetado pelas travessas adjacentes. Koike também concluiu que, nos ensaios TLPT, aumentar o número de travessas a ensaiar diminui a resistência lateral obtida. Isso acontece devido a dois fatores: o efeito nas fronteiras (Figura 2.24), relacionado com o "piled group effect" e a distribuição de tensões geradas lateralmente no final das travessas até a zona do balastro no prisma lateral.

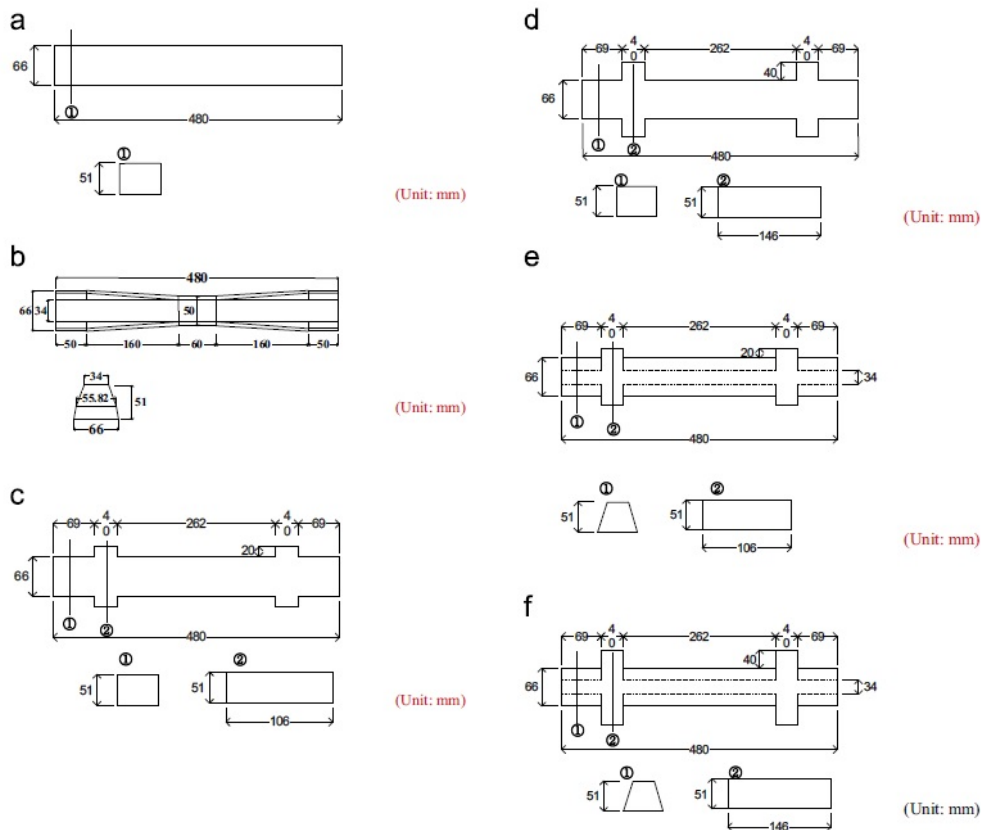


Figura 2.21: Formas das travessas ensaiadas por Koike (Koike et al., 2014).

Koike propôs uma fórmula para calcular a resistência lateral de várias travessas num teste TLPT através do resultado do teste STPT considerando os efeitos mencionados anteriormente, para mais detalhes consultar Koike et al. (2014)

Na tabela 2.2 é feita uma compilação dos resultados dos estudos mencionados, onde é mostrado a contribuição de cada componente do balastro para a resistência total lateral da via, considerando o caso da travessa não carregada. Esta tabela serve apenas para uma maior compreensão, não sendo comparáveis os valores pelo facto dos ensaios terem sido realizados em condições distintas. Podemos observar uma variação significativa nos resultados, sendo um estudo experimental, tal pode ser devido as condições de ensaios.

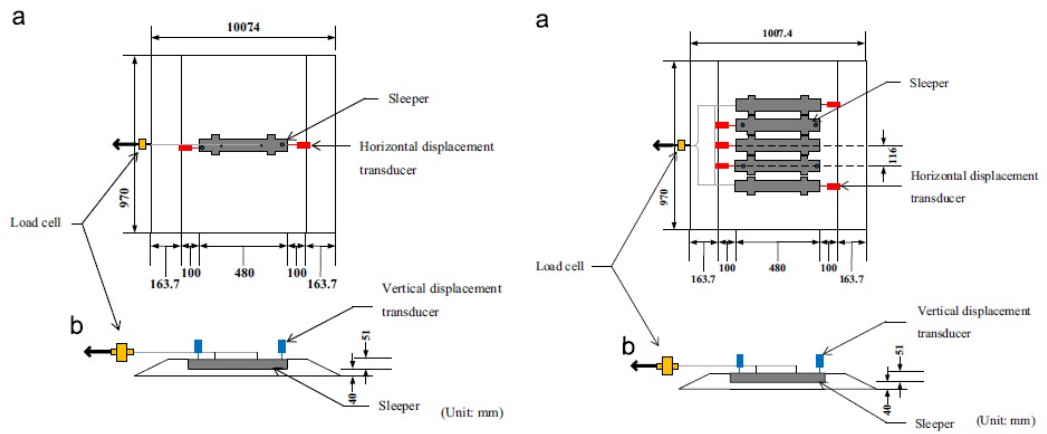


Figura 2.22: Esquema de Ensaios : STPT e TLPT respectivamente (Koike et al., 2014)

Tabela 2.2: Comparação entre os valores de cada componentes para resistência lateral total segundo os estudos de Le Pen e Powrie (2011); Kish (2011), Koike et al. (2014) respetivamente.

Componentes para a resistência lateral total	Percentagem de cada contribuinte segundo bibliografia[%]		
	Le Pen 2011	Kish 2011	Koike 2014
Balastro entre travessas	37 a 50	30 a 35	13 a 24
Prisma lateral de balastro	15 a 37	20 a 25	56 a 65
Balastro de base	26 a 35	35 a 40	21 a 33

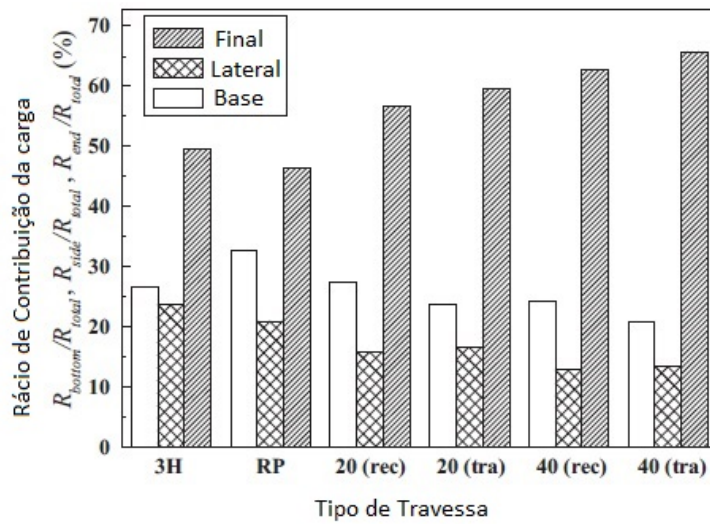


Figura 2.23: Contribuição da resistência de base, R_b , final, R_f , e lateral, R_l (Koike et al., 2014).

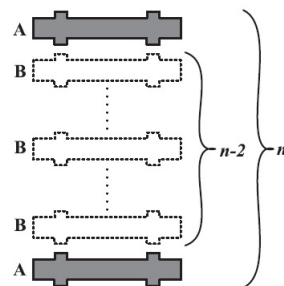


Figura 2.24: Efeitos de fronteira no teste TLPT (Koc et al., 2011).

2.6.3 Resumo

Como mencionado anteriormente, a resistência lateral da via é condicionada pelo atrito entre a travessa e o balastro sendo este dividido segundo a área de contacto entre eles: o balastro de base, o balastro entre travessas e o prisma lateral de balastro. Na bibliografia foi estudado como cada um desses elementos influencia o comportamento lateral da via, tendo-se concluído que, no caso da via carregada, o balastro de base é o mais condicionante, enquanto que no caso da via descarregada, o peso de cada componente na resistência total varia muito, sendo as três componentes cruciais.

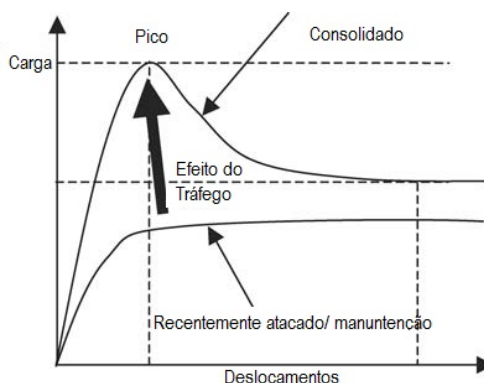


Figura 2.25: Efeito do tráfego no comportamento da carga lateral/deslocamento das travessas Le Pen e Powrie (2008).

Também foi verificado que modificações na via, geralmente efetuadas para manter as qualidades da via, como por exemplo correções geométricas, remoção e colocação de balastro, afetam significativamente a resistência lateral da mesma, fazendo com que essa decresça cerca de 40% (Figura 2.25), o que é coerente com o facto da rigidez e a tensão de pico nos materiais granulares diminuírem com uma menor compactação e menos densidade (Le Pen e Powrie, 2008).

Na tabela 2.3 podemos ver de forma concisa uma listagem com os principais estudos e seus desenvolvimentos, assim como o valor proposto para a resistência lateral.

Tabela 2.3: Tabela com autores e respectivos valores propostos para resistência lateral

Referência	Descrição	Valor da resistência Lateral [kN]
ERRI committee D202 report 2 1995	Pico da resistência lateral, via sem carregamento, para uma deflexão de 20 mm, fraca compactação	4,20-6,90
	Pico da resistência lateral, via sem carregamento, para uma deflexão de 20 mm, acabada de compactar	5,90-11,80
	Pico da resistência lateral, via sem carregamento, para uma deflexão de 20 mm, estabilizada	5,40-15,70
L M Le Pen e W Powrie -	Pico da resistência lateral, via sem carregamento, para uma deflexão de 20 mm	5,90-7,98
Ramesh - 1985	Pico da resistência lateral, via sem carregamento, para um deslocamento de 3,2 mm	2,42
MA Van - 1997	Pico da resistência lateral, sem aplicação de força vertical	8,6±1
	Pico da resistência lateral, com aplicação de força vertical	$F_p=8,6+0,75F_v$
Sussmann e Kish - 2003	Pico da resistência lateral - <i>Presurfacing</i>	15,1
	Pico da resistência lateral - <i>Postsurfacing</i> ou <i>Prestabilization</i>	8,6
	Pico da resistência lateral - <i>Poststabilization</i>	11,2
	Pico da resistência lateral - <i>Posttraffic</i>	9,6
Kish - 2011	Pico da resistência lateral dependendo do grau de compactação	7,5-15
Zakeri - 2012	Resistência lateral antes da estabilização	6,7-8,7
	Resistência lateral após a estabilização	7,4-11,6
Kabo - 2006	Reação lateral máxima com aplicação de carga vertical de -15kN, atrito balastro/travessa = 0,8 e 40 cm de altura da banquetta de balastro	23,9
Lim - 2008	Resistência Lateral do balastro por carril [kN/carril]	2,5
Lim - 2003	Resistência Lateral do balastro por espaçamento de travessa [kN/m]	9,52
Samavedam - 1983	Resistência lateral do balastro - F é a resistência lateral; w é o deslocamento lateral, F ₀ é uma constante atingida para valores elevados de w e μ_1 é um parâmetro de rigidez normalmente maior que 500/m	$F(w)=F_0 \cdot \tanh(\mu_1 \cdot w)$

Capítulo 3

Métodos de modelação numérica da interação lateral travessa-balastro

3.1 Evolução de modelos de via-férrea

3.1.1 Modelo de winkler

O primeiro passo para entender o comportamento da via, é compreender o seu comportamento estático. Ao longo dos anos diversos modelos com aplicações de cargas estáticas foram desenvolvidos com o intuito de melhor prever o comportamento da via, sendo esse a base para os desenvolvimentos que vieram posteriormente. Abaixo se encontra alguns desses modelos.

O primeiro modelo com relevância foi desenvolvido por Winkler em 1867. Nesse modelo, Winkler assume uma viga contínua apoiada num meio elástico, sendo a pressão debaixo da viga (**P**) proporcional à deflexão (**Y**):

$$P = kY \quad (3.1)$$

Onde **k** é a rigidez da fundação(Figura 3.1).

O modelo de Winkler é a base para entender o comportamento estático dos caminhos de ferro. No entanto, o modelo não considera diversos fatores decisivos no comportamento da via, como por exemplo:

- Características dinâmicas da carga;
- Palmilhas amortecedoras;

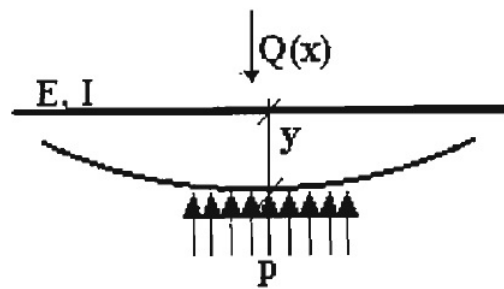


Figura 3.1: Viga numa fundação elástica (Sadeghi, 1997).

- Suporte discreto para o carril;
- Propriedade das travessas;
- Características do balastro e da fundação;

Ao longo dos anos, diversos autores modificaram o modelo de Winkler de forma a considerar os itens mencionados acima. Hanker (1953) e Kerr (1974) tiveram em consideração a reação das travessas, Talbot (1920) desenvolveu uma série de diagramas de momentos e depressões no carril para facilitar a análise e dimensionamento das vias. Zimmermann (1888) apresentou uma solução com suporte discreto para o carril para o modelo de Winkler, assumindo que o carril era apoiado em molas elásticas em pontos discretos. Weitsman e Torby (1970) consideraram as tensões da fundação no modelo de Winkler e mostraram que não é razoável negligenciar o facto de que o balastro pode não resistir ao estado de tensões. Thompson e Tayabji (1976) desenvolveram um modelo que tinha em consideração as propriedades do balastro, das travessas e da fundação. Turek (1995) desenvolveu um modelo considerando o comportamento não linear dos componentes da via (Sadeghi, 1997).

Como podemos observar, o modelo de Winkler sofreu diversas alterações no decorrer dos anos, porém mesmo após essas considerações o modelo continuava com uma grande falha: Era um modelo 2D, não considerando a via nas suas 3 direções e ainda não dava o devido peso às propriedades não lineares e não homogêneas da via. O modelo estático tinha uma grande deficiência devido a não consideração do caráter dinâmico das cargas.

3.1.2 Modelo Dinâmico

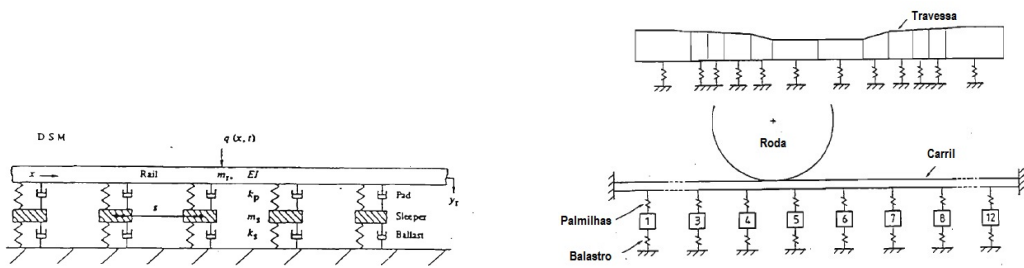
No modelo dinâmico considera-se a atuação de cargas dinâmicas. O primeiro modelo nesse sentido foi desenvolvido por Timoshenko (1926). Nesse modelo, Timoshenko considera o carril como uma viga de Euler infinita apoiada numa

fundação de Winkler contínua elástica amortecida. A massa discreta das travessas é distribuída uniformemente e adicionada a do carril .

O modelo básico de Timoshenko (Timoshenko Basic Model - TBM) foi simplificado por Meacham e Ahlbeck (1969) e depois por Prause (1975). Eles modelaram a via como uma única massa suportada por uma mola que representa toda a rigidez da via. Assim como o primeiro modelo estático de Winkler, o primeiro modelo dinâmico de Timoshenko também não considerava alguns parâmetros, sendo eles:

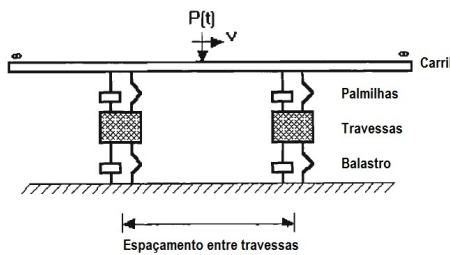
- Comportamento dinâmico e não linear do aterro da via;
- Flexibilidade das travessas;
- Inércia rotacional e deformação de corte dos carris e travessas;
- Palmilhas amortecedoras;
- Representação mais realísticas da carga (3D, comportamento dinâmico, entre outros);

No decorrer dos anos, o modelo TBM foi desenvolvido por alguns autores de forma a ter em conta as considerações mencionadas acima. Pode-se visualizar alguns dos modelos obtidos do TBM através de modificações na Figura 3.2. Para mais detalhes desses desenvolvimentos, consultar Sadeghi (1997)

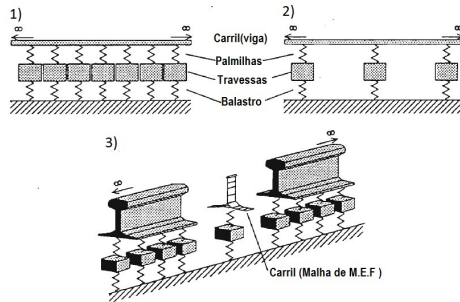


(a) Modelo discreto da via de Clark et al, 1982

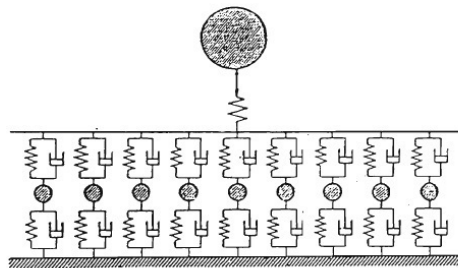
(b) Modelo discreto da via de Tunna, 1988



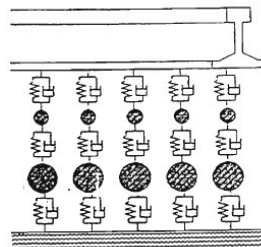
(c) Modelo discreto desenvolvido por The British Rail Research Group (BR) em conjunto com Cambridge University Research Group (CR)



(d) Modelo de Thompson e Vicent: a) primeiro modelo; b) segundo modelo; c) terceiro modelo



1- modelo para vibrações de alta frequência na via



2- modelo de 3 passos para vibrações na via

(e) Modelo de Sato

Figura 3.2: Diversos modelos dinâmicos elaborados ao longo dos anos (adaptado de Sadeghi (1997)).

3.2 Modelos de via-férrea com interação lateral

3.2.1 Modelo simplificado da via com representação do terreno através de sistema de mola-amortecedor

Em 2003, Nam-Hyoung Lim, Nam-Hoi Park e Young-Jong Kang publicaram um artigo sobre o estudo da estabilidade das vias contínuas onde desenvolveram um modelo 3D com a representação da resistência lateral e longitudinal da via através de molas (Lim et al., 2003). O modelo consiste em dois carris paralelos apoiados numa série de travessas.

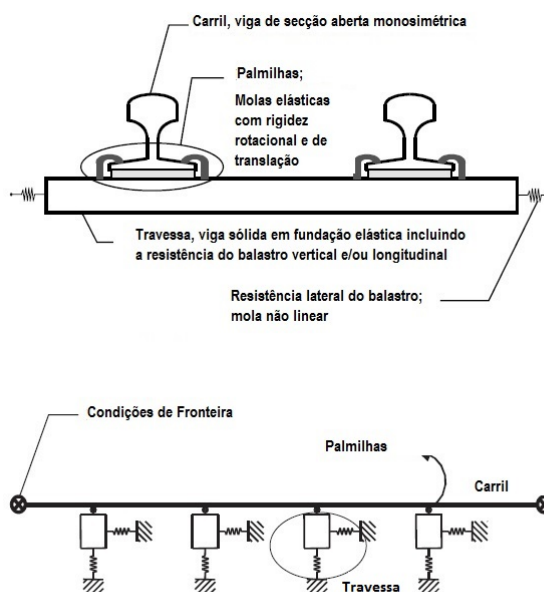


Figura 3.3: Corte e vista lateral do modelo 3D respetivamente (Lim et al., 2003)

Como podemos vêr na Figura 3.3 diversas condições de fronteiras podem ser colocadas, como por exemplo, restrições elásticas que são representadas por molas elásticas. A resistência lateral e longitudinal entre a travessa e o balastro é representada por uma mola não linear, a força lateral atinge um valor de pico após o qual o balastro começa a ceder e as deformações plásticas começam a aumentar (Figura 3.4).

Os carris são modelados como uma secção de viga aberta fina mono-simétrica (thin-walled mono-symmetric open section beam element) com 7 graus de liberdade por nó, incluindo um grau de liberdade por deformação por torção. A viga sólida na fundação elástica tem 6 graus de liberdade por nó e é utilizada para modelar a travessa. As palmilhas são modeladas através de molas elásticas com 6 graus de liberdade por nó.

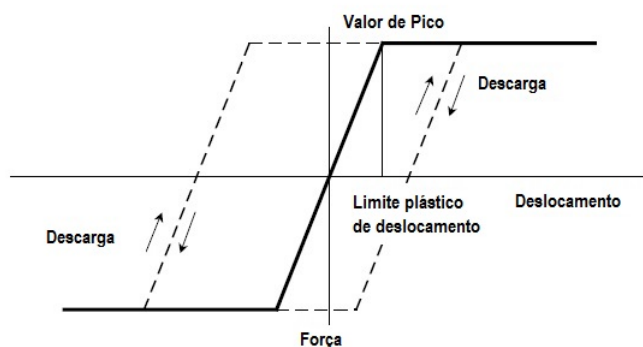


Figura 3.4: Modelo não linear para representação da resistência lateral e longitudinal através de molas (Lim et al. (2003))

Os nós da travessa não coincidem com os nós dos carris. De forma a facilitar a modelação em 3D, considera-se que o elemento da travessa cruza-se com os elementos dos carris no centro de gravidade da secção dos mesmos (Figura 3.5). No ponto onde os elementos se cruzam é usado o sistema de duplo nó, existindo dois nós com as mesmas coordenadas, um referente ao carril e outro à travessa de forma a simular o comportamento relativo entre a travessa e o carril.

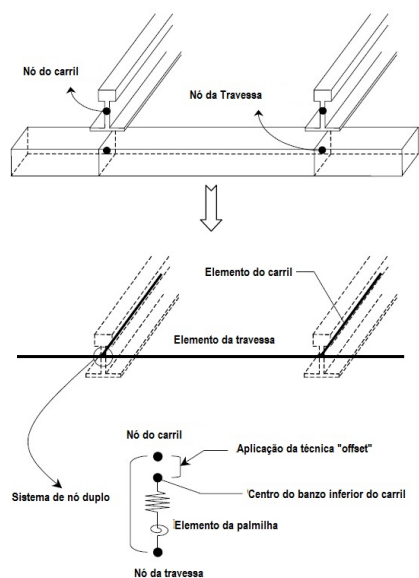


Figura 3.5: Técnica de modelação geométrica (Lim et al., 2003).

3.2.2 Modelo com utilização de elementos discretos

Van (1997) desenvolveu um trabalho afim de determinar um modelo que se adaptasse bem ao comportamento do balastro, assim como estudos para perceber se a rotura se dava na superfície entre a travessa e o balastro ou entre as partículas de balastro. Com esse objetivo, ele desenvolveu um modelo descontínuo que se distingue dos correntes modelos contínuos pela existência de contato ou interfaces entre os elementos discretos que compõe o sistema.

Nesse modelo, os elementos discretos representam o balastro e são assumidos como rígidos pois o movimento no balastro consiste em escorregamento e rotação das pedras. O contacto entre elementos discretos é modelado por uma rigidez finita normal, representando um contacto "soft". Os pontos ou superfícies de contacto são representadas por pontos discretos onde os blocos se encontram (bordas ou cantos).

A performance de cálculo no método dos elementos discretos alterna-se entre a aplicação da segunda lei de Newton e a lei de força-deslocamento. Através da segunda lei de Newton e de um processo de integração no tempo, são calculados as velocidades, deslocamentos e rotações dos blocos. Enquanto que as forças de contacto são obtidas através da relação força-deslocamento.

O modelo constitutivo utilizado para modelar o comportamento lateral do balastro foi uma composição do modelo elasto-plástico com um modelo de endurecimento, ilustrado na Figura 3.6 , ao qual foi acrescentado a influência do carregamento vertical resultando no modelo ilustrado na Figura 3.7.

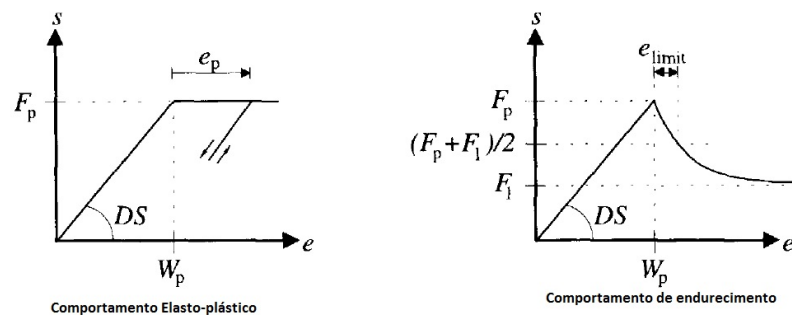


Figura 3.6: Modelo constitutivo para o comportamento lateral do balastro (Van, 1997).

em que,

F_p é a força de pico; DS é a rigidez elástica; W_p é deflexão de pico; e_p é a deformação plástica; s_{max} é a força lateral por unidade de comprimento da via; s_{vert} é a força vertical por unidade de comprimento da via;

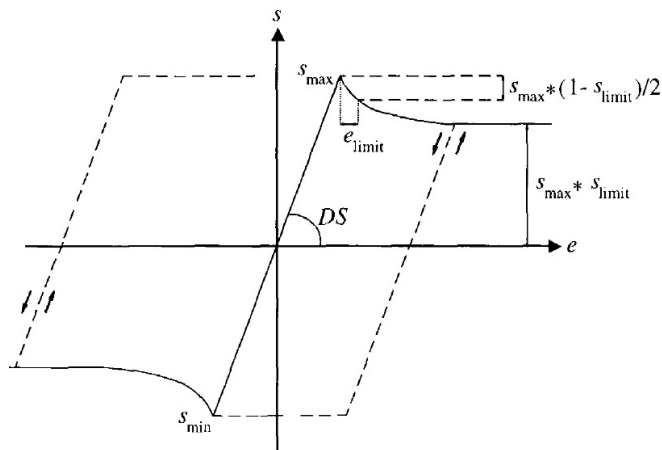


Figura 3.7: Modelo constitutivo para o comportamento lateral do balastro completo, com influência de carga vertical (Van, 1997).

A implementação do modelo no programa foi feita através de um sistema de molas e amortecedores, como ilustrado na Figura 3.8. Os elementos 1 e 2 são molas lineares enquanto o elemento 3 é o que representa o comportamento constitutivo.

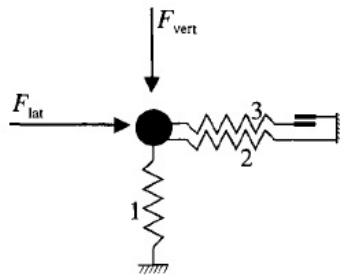


Figura 3.8: Modo de implementação do modelo constitutivo no programa CWERRI (Van, 1997).

3.2.3 Modelo 3D com utilização do MEF

Modelo desenvolvido por Kabo (2006)

Kabo (2006) desenvolveu um modelo 3D no qual a travessa se encontra mergulhada no balastro. O estudo foi dividido em duas fases: numa primeira fase, a resistência lateral do balastro é avaliada usando o modelo 3D da travessa embebida no balastro sujeita a cargas verticais e horizontais; na segunda fase os dados obtidos através do estudo numérico 3D juntamente com resultados experimentais obtidos da literatura foram utilizados para desenvolver um modelo

para o balastro que pudesse ser utilizado como modelo estrutural de toda a via, através do qual a análise da estabilidade pudesse ser efetuada.

As condições de fronteira aplicadas são as seguintes: na base do balastro todos os deslocamentos são impedidos nas três direções. Nas laterais, segundo a direção longitudinal foram colocadas condições de fronteiras periódicas (deslocamentos longitudinais iguais) para ter em conta a periodicidade na direção longitudinal da via.

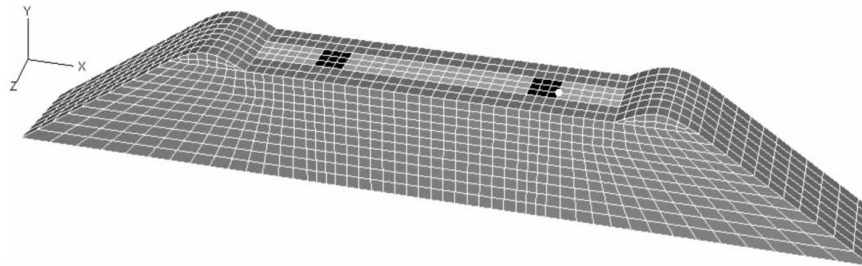


Figura 3.9: Modelo 3D da travessa embebida no balastro (Kabo, 2006).

A carga vertical é aplicada na posição correspondente às palmilhas do carril, marcado como um quadrado preto na Figura 3.9. A carga horizontal é aplicada através de um deslocamento horizontal imposto no nó da travessa (marcado com um círculo branco na Figura 3.9). Deslocamentos impostos são utilizados, uma vez que simulações caracterizando as cargas aplicadas não podem ser contabilizados na região após o pico na relação força-deslocamento (ver Figura 3.10).

A travessa foi modelada como um corpo elástico com propriedades materiais do betão. O balastro foi modelado com um modelo constitutivo contínuo elastoplástico para materiais granulares que tem em conta o endurecimento não linear e a compactação. O atrito entre a travessa e o balastro foi considerado como uma relação linear entre as forças verticais e as forças de atrito (atrito de Coulomb).

Os cálculos numéricos foram realizados com recurso ao programa ABAQUS, a análise numérica consistiu nas seguintes etapas:

1. Aplicação da força da gravidade (preservado durante a simulação);
2. Carregamento vertical (compactação do balastro) $F_y = -150$ kN em cada palmilha do carril;
3. Descarga $F_y = 0$ kN;
4. Carregamento vertical $F_y = 1, -5$ ou -15 kN em cada palmilha do carril;
5. Imposição de deslocamento lateral/horizontal $u_x = 1-10$ mm;
6. Imposição de deslocamento lateral/horizontal $u_x = 11-15$ mm;

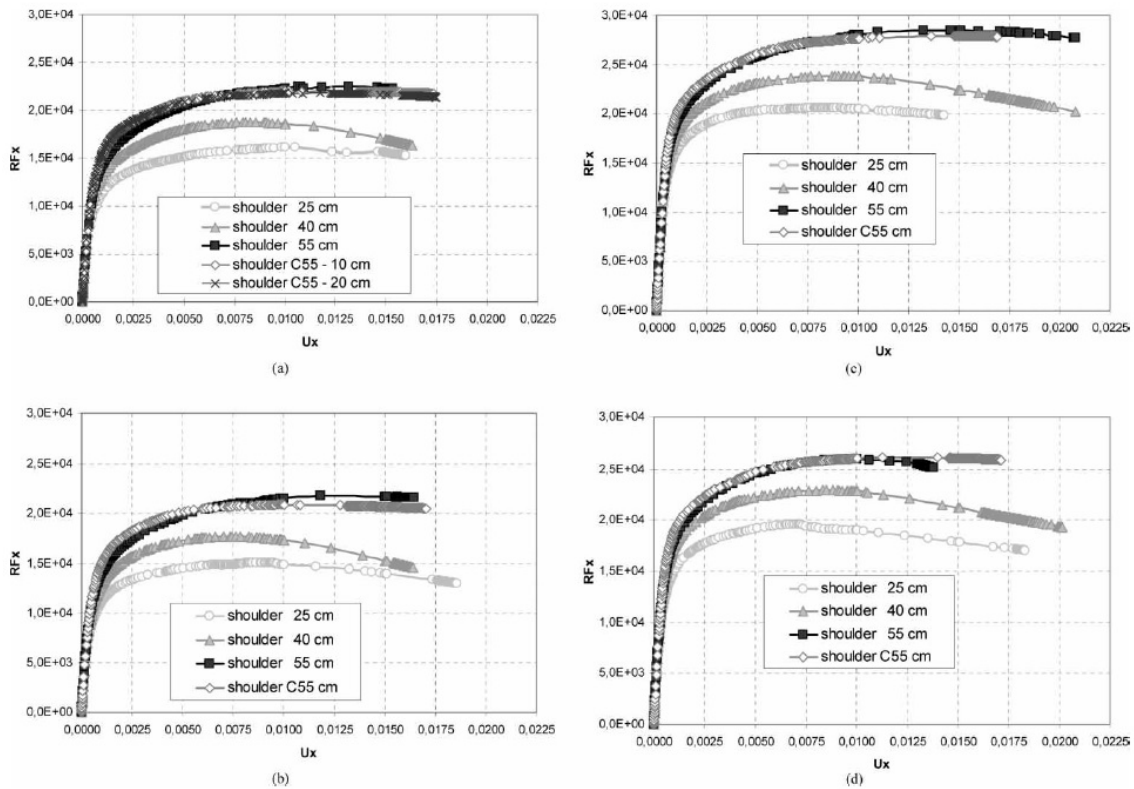


Figura 3.10: Influência da geometria do balastro na força de reação (N) em função do deslocamento lateral (m) combinado com uma carga vertical F_y . μ é o coeficiente de atrito balastro-travessa e C representa a elevação balastro da zona do prisma lateral utilizado em zonas de curvas apertadas. (a) $F_y = -15$ kN, $\mu = 0,1$; (b) $F_y = 1$ kN, $\mu = 0,1$; (c) $F_y = -15$ kN, $\mu = 0,8$; e (d) $F_y = 1$ kN, $\mu = 0,8$. (Kabo (2006))

7. Imposição de deslocamento lateral/horizontal $u_x = 16-30$ mm;
8. Imposição de deslocamento lateral/horizontal $u_x = 31-50$ mm;

Na prática, a solução divergia (ou o tempo limite de cálculo era atingido - 168 h) durante a sétima etapa, normalmente com um deslocamento próximo dos 20 mm. É de notar que as primeiras cinco etapas consumia cerca de 30 h de cálculo. O deslocamento lateral máximo da travessa (≈ 21 mm) antes da solução divergir, era atingido para configurações do prisma lateral de balastro retas, ou seja, sem incrementos de altura acima da travessa com comprimentos de 40 e 55 cm e coeficiente de atrito $\mu = 0,8$ (Figura 3.11).

Através desse estudo, Kabo (2006) concluiu, assim como outros autores, que aumentar a altura de balastro da zona do prisma lateral aumenta a resistência lateral e que aumentar o comprimento do prisma lateral de balastro aumenta a rigidez inicial do balastro mas não influencia a resistência de pico.

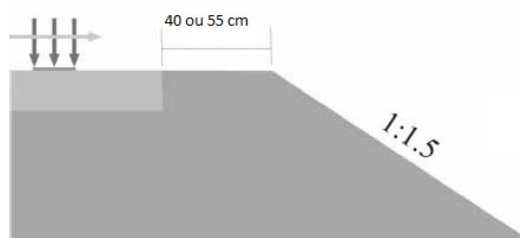


Figura 3.11: Modelo utilizado que alcançou maiores deslocamentos laterais (≈ 21 mm) (Kabo, 2006).

Com o auxílio desse estudo e de alguns outros (Kabo et al. (2004); Jacobsson (2005a); Jacobsson (2005b)), foi desenvolvido um elemento de um nó com três graus de liberdade com um modelo constitutivo baseado na teoria da plasticidade com a lei de fluxo não associativa para implementação no programa ABAQUS, que permite a representação da resistência do balastro. O modelo constitutivo é formulado em termos de deslocamentos e forças na travessa e inclui endurecimento e amolecimento controlado pelos deslocamentos transversais irreversíveis da travessa. Para mais informações consultar Jacobsson (2005a) e Jacobsson (2005b).

Pegasus - Programa desenvolvido por Varandas (2013)

Esta secção é dedicada à introdução, descrição e formulação do programa Pegasus, que é o programa utilizado nesta dissertação. A Figura 3.12 indica o processo realizado pelo programa.

Descrição do programa

O programa Pegasus foi criado no âmbito da dissertação de doutoramento do Professor José Varandas e tem sido desenvolvido em outras dissertações desde então. O Pegasus é um programa de elementos finitos e consiste num código escrito em matlab que permite a modelação da via-férrea em 3D. A grande vantagem do programa em relação a outros é a possibilidade de uma análise dinâmica e de poder considerar a não-linearidade dos materiais requerendo uma capacidade computacional baixa.

O programa faz distinção entre duas zonas, criando dois sistemas estruturais distintos. A primeira zona é composta pela via (superestrutura) e a segunda zona é composta pelo balastro, sub-balastro e demais camadas de solo (subestrutura). Esses dois sistemas distintos interagem entre si através de forças de interação.

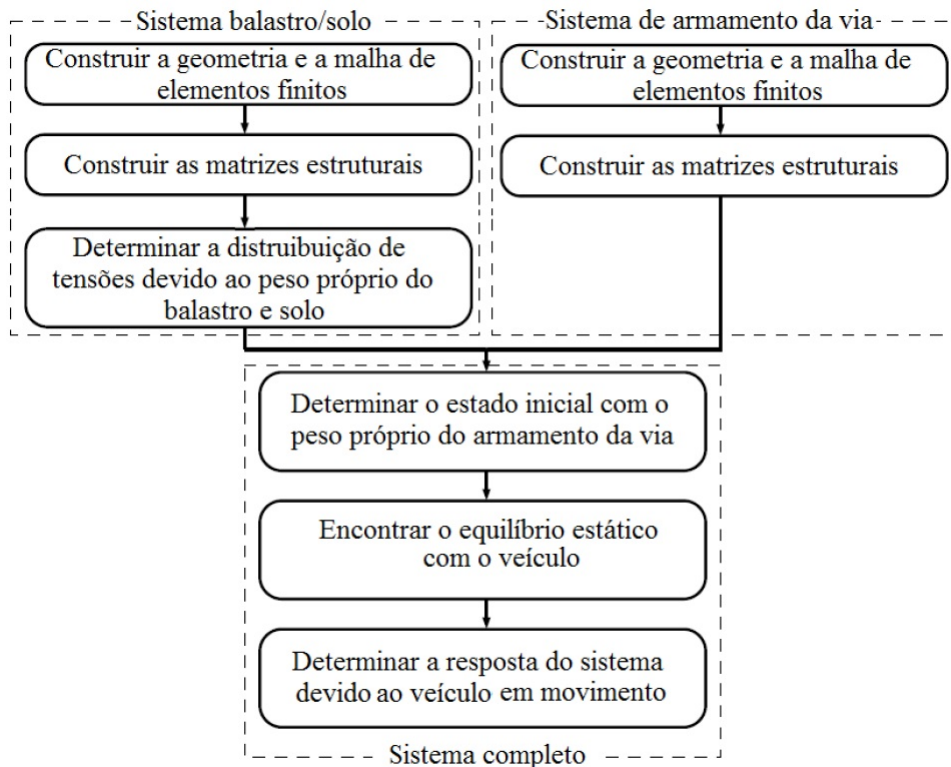


Figura 3.12: Passos do programa Pegasus (Varandas, 2013).

Antes deste trabalho, as forças de interação entre as travessas e o balastro subjacente eram apenas devidas a dois efeitos: (i) O contacto vertical entre a base da travessa e o balastro, e (ii) ao atrito na direção vertical entre as faces laterais da travessa e o balastro ao redor, como ilustra a Figura 3.14. Neste trabalho insere-se igualmente a interação lateral travessa-balastro.

Os carris e travessas são modelados por vigas de Euler-Bernoulli com 5 graus de liberdade por nó, três translações, e duas rotações, sendo a rotação por torção negligenciada. Os carris são ligados às travessas através de elementos 3D de molas e amortecedores que representam as palmilhas. O balastro é discretizado como elementos hexaédricos sólidos com oito nós.

As equações de movimento utilizado no modelo são:

$$\begin{cases} K_t u_t + C_t v_t + M_t a_t = f_{g,t} + f_{train} + f_a \\ K_s u_s + C_s v_s + M_s a_s = f_{g,s} - f_a \end{cases} \quad (3.2)$$

onde os índices subscritos t e s referem-se ao sistema da via e balastro/solo respetivamente. Independente dos índices, \mathbf{K} , \mathbf{M} , e \mathbf{C} são as matrizes globais de rigidez, massa e amortecimento do sistema estrutural, enquanto \mathbf{u} , \mathbf{v} e \mathbf{a} são

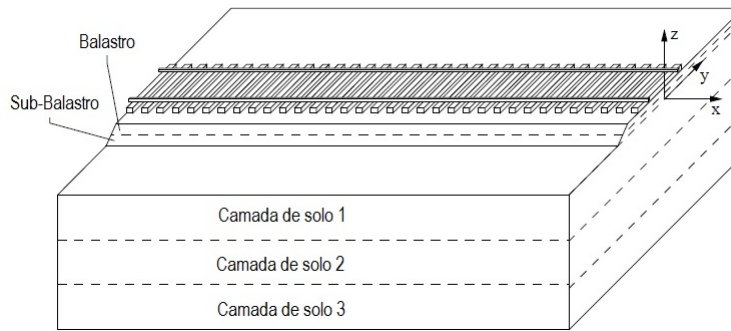


Figura 3.13: Modelo 3D Pegasus (Varandas, 2013).



Figura 3.14: Sistemas distintos via e balastro/solo (Varandas, 2013).

os vetores de deslocamentos nodais, velocidade e aceleração, respetivamente, f_g é o vetor de forças gravíticas, f_{train} é o vetor de forças aplicadas nos carris e f_a é o vetor das forças de interação entre as travessas e o balastro.

Todas as matrizes são obtidas pelo método de assemblagem tradicional para elementos finitos. A massa é concentrada nos nós dos elementos finitos, o que resulta numa matriz de massa diagonal. O sistema da via comporta-se linearmente mas o sistema balastro/solo tem a possibilidade de incluir elementos com comportamento não-linear. As matrizes de amortecimento C_t e C_s que representam o amortecimento do sistema de armamento da via e do sistema balastro/solo, respetivamente, foram determinadas segundo a teoria de amortecimento de Rayleigh.



Figura 3.15: Modelo de elemento finito da via (Varandas, 2013).

A carga do comboio é representada por um número arbitrário de forças móveis atuando nos carris. A velocidade das cargas pode ser constante ou variável. A magnitude das cargas definidas nas três direções principais da via, também podem ser constantes ou variáveis no tempo.

O método numérico de integração no tempo adotado para resolver as equações de movimento 3.2, foi o método explícito de integração apresentado por ZHAI (1996). Este método consiste em puras operações vetoriais, evitando a resolução de algum sistema de equações desde que a matriz de massa permaneça diagonal. Condicionalmente estável, o método requer passos de tempo muito menores para convergir, quando comparado com métodos implícitos. O passo de tempo de integração deve ser menor que um valor crítico para convergência da solução ($\Delta t \leq \Delta t_{crit}$). Este valor crítico pode ser determinado através de (Hughes (1987); Miller et al. (2007)):

$$\Delta t_{crit} = \min \left(\frac{L_{e,i}}{c_i} \right) \quad (3.3)$$

onde $L_{e,i}$ é o menor comprimento característico do elemento i , e $v_{p,i}$ é a correspondente velocidade de propagação de ondas primárias. Para elementos de viga o comprimento característico corresponde ao comprimento do elemento e para elementos sólidos hexaédricos de oito nós corresponde ao comprimento mínimo das faces. Para elementos viga, a velocidade v_p é determinada por:

$$v_p = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (3.4)$$

Para elementos sólidos, a velocidade v_p é determinada por:

$$v_p = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \quad (3.5)$$

onde \mathbf{E} é o módulo de Young, ρ é a massa volúmica e \mathbf{M} é o módulo edométrico definido por:

$$M = \frac{E(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (3.6)$$

onde ν é o coeficiente de Poisson. O passo de tempo crítico geralmente corresponde a um valor consideravelmente baixo, na ordem de 10^{-6} a 10^{-5} s.

Interação travessa-balastro

Interação Vertical

Na direção vertical, a pressão normal entre a travessa e o balastro é assumida como sendo proporcional à diferença entre o deslocamento vertical da base da travessa e a face inferior da camada de balastro, seguindo a formulação de penalty para problemas de contacto (Bhatti, 2006). A força de contacto é determinada por $K_{c,v}d$, onde $K_{c,v}$ é um parâmetro de contacto vertical e d é a diferença dos deslocamentos verticais. Por outro lado, o atrito vertical entre as faces laterais da travessa e o balastro é equiparada a um amortecedor, dada por $C_{c,v}\dot{d}$, onde $C_{c,v}$ é o parâmetro de atrito e \dot{d} a velocidade relativa entre faces. Assim sendo, a força de interação vertical entre dois nós sobrepostos, um pertencendo ao sistema de armamento da via (t) e outro pertencendo ao sistema balastro/solo (s), é determinado por (Correia, 2015):

$$F_{a.v.i} = \begin{cases} -k_{c.v.i}(u_{t.i} - u_{s.i} + h_i) - c_{c.v.i}(v_{t.i} - v_{s.i}), & \text{se } u_{t.i} - u_{s.i} + h_i < 0 \\ -c_{c.v.i}(v_{t.i} - v_{s.i}), & \text{se } u_{t.i} - u_{s.i} + h_i \geq 0 \end{cases} \quad (3.7)$$

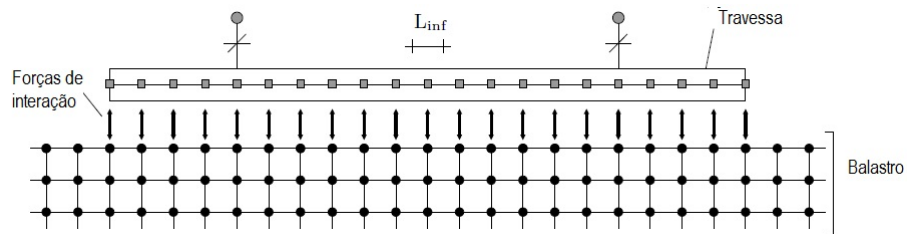


Figura 3.16: Interação balastro-travessa vista na direção longitudinal (Varandas, 2013).

onde $F_{a.v.i}$ é a força de interação vertical ente os nós $t.i$ e $s.i$, k_c e c_c correspondem ao parâmetros de contacto e atrito, respetivamente, u_t e u_s correspondem ao deslocamento vertical, $v_{t.i}$ e $v_{s.i}$ correspondem as velocidades verticais e h_i é um possível espaço existente entre esses dois nós (por exemplo, vazios por baixo das travessas). A Figura 3.17 representa o sistema de eixos adotado para a definição dos deslocamentos nodais e do possível espaço entre os nós.

Como as travessas são modeladas como elementos de viga, a largura da travessa não é representada na malha correspondente de elementos finitos. A Figura 3.18 mostra, na direção transversal da travessa, a interação travessa-balastro, onde B é a largura da travessa.

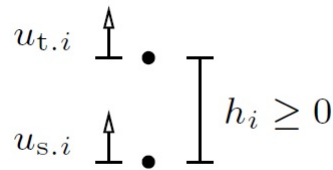


Figura 3.17: Sistema de eixos para o contacto vertical (Varandas, 2013).

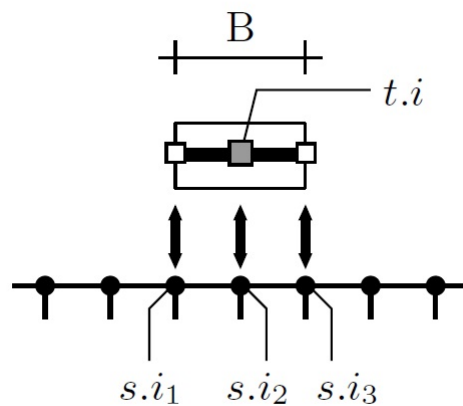


Figura 3.18: Vista na direção transversal da travessa da interação travessa-balastro (Varandas, 2013).

É de notar que para cada nó da travessa (t_i), existem três nós correspondentes ao balastro sob a correspondente largura da travessa (nós s_{i1} a s_{i3}). É assumido que a travessa tem rigidez infinita na sua direção transversal (direção da largura) e é possível definir forças de interação entre o nó t_i , da travessa, e cada um dos nós inferiores (s_{i1} , s_{i2} e s_{i3}).

Os valores do parâmetro de contacto $K_{c,v}$ e do parâmetro de atrito $C_{c,v}$ devem ser determinados analiticamente. Assumindo que o valor de interpenetração vertical entre o contacto travessa-balastro durante a passagem de um comboio é na ordem de 0.01 mm, este valor é duas ordens de grandeza menor do que o correspondente deslocamento total, assegurando-se assim uma influência muito limitada da interpenetração da travessa-balastro no cálculo dos deslocamentos totais do sistema. Considerando uma largura da travessa de 0.25 m e um carregamento típico de um comboio, o valor resultante de $K_{c,v}$ é de 6.25 GN/m^2 .

Segundo Varandas (2013), o valor que melhor representa o parâmetro de atrito $C_{c,v}$ é 2.5 kNs/m^2 . A transposição dos parâmetros de contacto e atrito global (K_c e $C_{c,v}$) para parâmetros equivalentes aplicados a cada nó ($k_{c,v,i}$ e $c_{c,v,i}$), é realizado através da seguinte formulação:

$$k_{c.v.i} = \frac{K_{c,v}L_{inf}}{n}; \quad c_{c.v.i} = \frac{C_{c,v}L_{inf}}{n} \quad (3.8)$$

onde L_{inf} é o comprimento de influência do nó i na direção longitudinal da travessa, como representado na Figura 3.16, e n é o número do nó pertencente à correspondente malha do balastro ao longo da largura da travessa (no caso representado na Figura 3.18, $n=3$).

Interação Lateral

Na direção horizontal, o atrito entre a travessa e o balastro é igualmente modelado através de um modelo de contato de penalty. É considerada a existência de um sistema mola-amortecedor que liga o nó da travessa com o nó do balastro. A rigidez da mola é representada por uma constante, nesse estudo, com um valor muito elevado ($K_{c,h} = 1 \times 10^6$ kN) produzindo um deslocamento relativo entre a travessa e a camada de balastro imediatamente abaixo da travessa muito pequeno, de maneira a que a camada de balastro imediatamente abaixo da travessa se desloque juntamente com a travessa impedindo assim que a travessa deslize sobre o balastro. A força de interação horizontal entre os nós $t.i$ e $s.i$ é dada por:

$$F_{a.h.i} = k_{c,h.i}(u_{t.i} - u_{s.i}) - c_{c,h.i}(v_{t.i} - v_{s.i}) \quad (3.9)$$

onde $u_{t.i}$ e $u_{s.i}$ correspondem aos deslocamentos horizontais e $v_{t.i}$ e $v_{s.i}$ correspondem as velocidades horizontais.

Sistema balastro/fundação

O programa Pegasus dispõe de dois modelos constitutivos para o balastro e fundação sendo eles : O modelo linear elástico regido pela Lei de Hooke e o modelo não linear $K-\theta$, descrito anteriormente em 2.4.2 pág. 11 . Nessa dissertação foram realizados estudos com ambos os modelos.

Condições de Fronteira

As condições de fronteira são sempre necessárias quando o tamanho do modelo de elementos finitos não é suficientemente grande para conter o completo campo de deslocamentos gerado pela consideração de um carregamento num certo intervalo de tempo de análise. No caso de análise da passagem de um comboio, a duração do carregamento é na ordem de vários segundos e as ondas geradas irão propagar-se à velocidades na ordem das várias centenas de metros por segundo. Por isto, é inevitável que as ondas cheguem às fronteiras do modelo. Sem fronteira absorventes, as ondas irão ser constantemente refletidas dentro do domínio do modelo, que iria alterar significativamente os resultados obtidos da análise (Varandas, 2013).

Existem vários métodos para criar fronteiras absorventes, no Pegasus é utilizado o MFA (Método da Fronteira Absorvente) (Lysmer, 1969), que consiste na aplicação de amortecedores e, eventualmente, molas, aplicados nos nós das fronteiras. Depois, quando a camada rígida está suficientemente profunda em comparação com o nível da via, é possível substituir uma espessura do solo mais profundo por uma fundação viscoelástica de Winkler. Este procedimento reduz o tamanho do modelo de elementos finitos e o tempo de cálculo.

Capítulo 4

Estudo numérico sobre a rigidez lateral da via-férrea

4.1 Descrição do modelo

4.1.1 Malha de elementos finitos

A primeira coisa a definir é a malha de elementos finitos a utilizar, esta depende do grau de refinamento desejado, da capacidade disponível pelo computador em utilização e do tempo que há disponível. No presente estudo, foi utilizada uma malha que já tinha sido estudada anteriormente nos trabalhos de Varandas (2013) e Correia (2015) através do comprimento de onda λ e a velocidade de onda v_s e mostrou-se suficientemente boa em ambos os trabalhos. A malha utilizada está indicada nas Figuras 4.1 e 4.2 como sendo a malha 2.

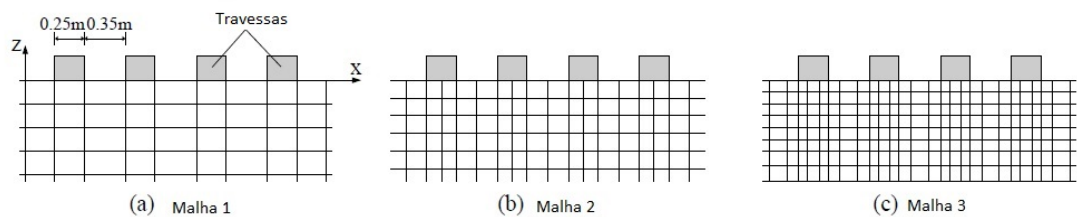
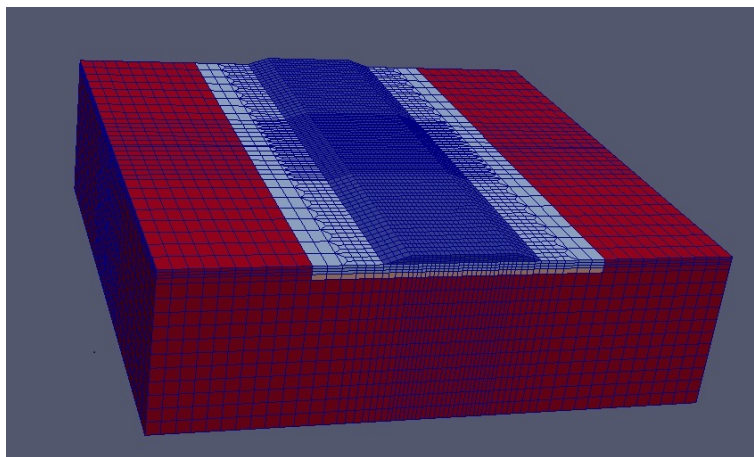
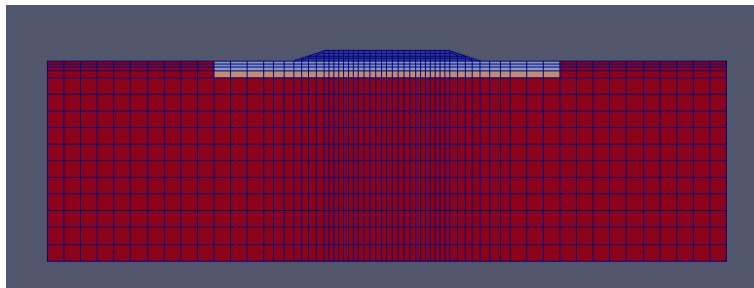


Figura 4.1: Malhas de elementos finitos estudadas em Varandas (2013)



(a) vista 3D



(b) Plano YZ

Figura 4.2: Malha utilizada

4.1.2 Geometria do Modelo

A geometria do modelo utilizado está representada na Figura 4.3. O modelo é composto por 33 travessas com um espaçamento de 0.60 m entre si, sendo o comprimento total $L_x=21$ m. A largura do modelo é $L_y=20.4$ m e a espessura total é de 8,3 m sendo 0.30 m de balastro, 0.30 de sub-balastro, 0.2m de coroamento e 7.5 m de solo de fundação. As travessas são de betão com altura equivalente, $h_{e,t}=0.2117$ m, largura, $b_t=0.30$ m e comprimento $L_t=2.6$ m. A distância entre carris (bitola) é de 1.7m. As travessas foram distribuídas igualmente ao longo do modelo, tendo-se 11 travessas na secção inicial, 11 travessas na zona de estudo e 11 travessas na zona final.

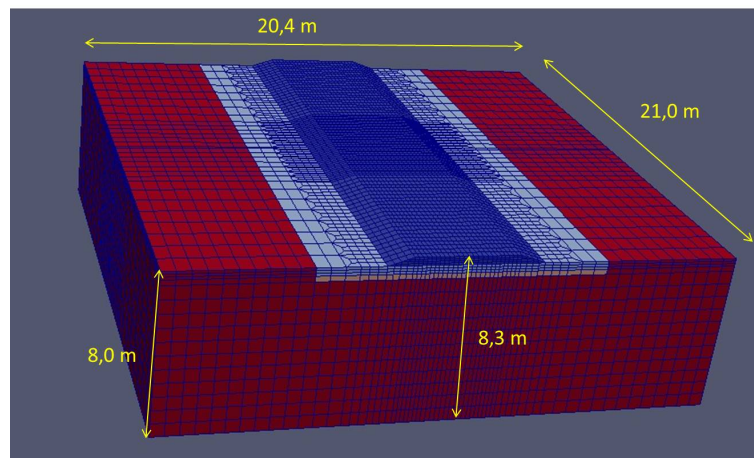


Figura 4.3: Geometria do modelo em estudo

Para simular as forças atuantes na via foram aplicadas 4 cargas na travessa central do modelo, por baixo dos carris: duas verticais (F_v) e duas horizontais (F_h), como ilustrado na Figura 4.4.

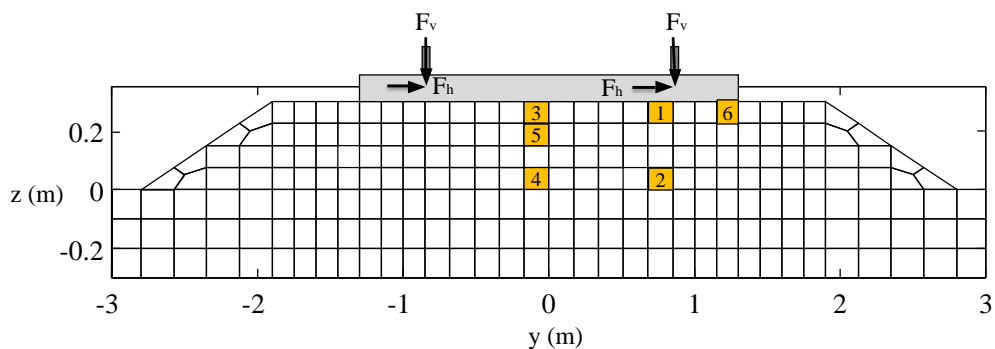


Figura 4.4: Posição dos elementos em estudo

O valor da rigidez e amortecimento das palmilhas, os parâmetros de contacto

52CAPÍTULO 4. ESTUDO NUMÉRICO SOBRE A RIGIDEZ LATERAL DA VIA-FÉRREA

e os demais parâmetros utilizados no modelo estão descritos na tabela 4.1 e são mantidos constantes nos diversos testes a não ser no caso de um estudo específico, sendo mencionado na respetiva na secção, como por exemplo no caso do estudo da rigidez lateral da via, em que se altera o valor da rigidez de contacto horizontal travessa/balastro, $K_{c,h}$.

Tabela 4.1: Parâmetros utilizados no modelo em estudo

Parâmetro	Notação	Valor	Unidade
Massa volúmica do carril	ρ_c	7,86	t/m ³
Módulo de Elasticidade Carril	E_c	210	GPa
Inércia vertical do carril	$I_{v,c}$	3038.3×10^{-8}	m ⁴
Inércia horizontal do carril	$I_{h,c}$	512.3×10^{-8}	m ⁴
Área do carril	A_c	76.7×10^{-4}	m ²
Massa das palmilhas	m_p	5	kg
Rigidez segundo a direção z das palmilhas	$K_{z,p}$	150×10^3	kN/m
Rigidez segundo a direção y das palmilhas	$K_{y,p}$	50×10^3	kN/m
Rigidez segundo a direção x das palmilhas	$K_{x,p}$	50×10^3	kN/m
Amortecimento segundo a direção z das palmilhas	$C_{z,p}$	12	kNs/m
Amortecimento segundo a direção y das palmilhas	$C_{y,p}$	12	kNs/m
Amortecimento segundo a direção x das palmilhas	$C_{x,p}$	12	kNs/m
Massa volúmica da travessa	ρ_t	2	t/m ³
Módulo de Elasticidade da travessa	E_t	30	GPa
Rigidez de contacto vertical travessa/balastro	$K_{c,v}$	6.25×10^6	kN/m ²
Rigidez de contacto horizontal travessa/balastro	$K_{c,h}$	1×10^6	kN/m ²
Amortecimento de contacto vertical travessa/balastro	$C_{c,v}$	2,5	kN/ms ⁻¹ /m
Amortecimento de contacto horizontal travessa/balastro	$C_{c,h}$	1	kN/ms ⁻¹ /m

4.1.3 Estudos preliminares de definição do domínio

Recorrendo ao programa Pegasus, numa primeira fase, foram realizados testes de aplicação de carga numa área para avaliar a variação dos resultados em função do número de travessas (comprimento do modelo na direção longitudinal da via, x). Realizaram-se os mesmos testes variando apenas o número de travessas em 15, 21, 33 e 63. O resultado está exposto na Figura 4.5,concluindo-se que ter um modelo com com 33 travessas ou com 63 travessas os resultados obtidos são praticamente os mesmos. Após o estudo do comprimento na direção x, foi avaliado a influência nos deslocamentos no comprimento na direção y, tendo sido realizados modelos com $L_y = 12.4$ m, $L_y = 16.4$ m, $L_y = 20.4$ m e $L_y = 24.4$ m. Pela análise da Figura 4.6 verificamos que pouco influencia aumentar o comprimento de 20.4 m para 24.4 m. Assim, nos estudos posteriores foi utilizado sempre um modelo com 33 travessas e $L_y = 20.4$ m.

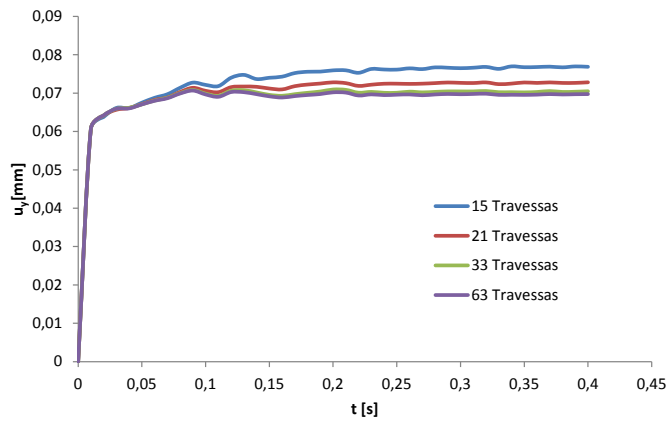
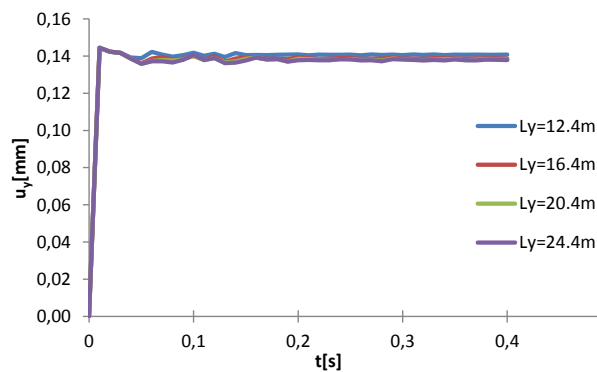


Figura 4.5: Variação do número de travessas

Figura 4.6: Variação do comprimento lateral, L_y

4.1.4 Descrição de testes

Realizaram-se testes com o modelo linear para o balastro e com o modelo não linear para o balastro.

Em todos os estudos foram mantidos constantes os parâmetros referentes ao balastro, sub-balastro e camada de coroamento, especificados na tabela 4.2.

Foram realizados diversos testes combinando-se diversos tipos de solo de

Tabela 4.2: Parâmetros para a camada de balastro, sub-balastro e coroamento

	E[mPa]	ν	$\rho[t/m^3]$
Balastro	130	0,2	1,5
Sub-balastro	200	0,3	1,9
Coroamento	200	0,35	1,8

fundação com vários valores de carregamento. As tabelas 4.3 e 4.4 mostram os tipos de solo e carregamento a serem combinados. Assim o teste 1A significa que o modelo tem um solo de fundação com as características descritas na tabela 4.3 com a aplicação do carregamento descrito na tabela 4.4.

Tabela 4.3: Parâmetros utilizados para a camada de fundação

Solo de fundação	E[mPa]	ν	$\rho[t/m^3]$
A	20	0,45	2
B	60	0,3	2
C	100	0,3	1,68
D	150	0,35	1,8
E	200	0,35	2
F	300	0,3	2,04

Os valores dos parâmetros para os diversos tipos de solo foram escolhidos com base na tabela 4.5.

Os testes foram analisados em termos de:

- Deslocamentos, calculados na travessa, no ponto de aplicação da carga, $P(x=0;y=0.85;z=0.3)$
- Rigidez: lateral e vertical. A rigidez lateral, K_y é dada pela relação, $K_y = \frac{2F_y}{u_{y,f} - u_{y,i}}$, sendo o deslocamento $u_{y,i}$ aquele obtido no início da aplicação da carga ($t=0.2s$) e o $u_{y,f}$ aquele obtido no final do tempo de cálculo (neste caso aos 0.35 s ou 0.6 s). A rigidez vertical, K_z , foi obtida de modo análogo à lateral.
- Tensão média, p , e tensão deviatórica, q , tendo sido calculadas conforme as Equações 4.1 e 4.2 nos elementos indicados na Figura 4.4.

$$p = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} \quad (4.1)$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2}((\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} \quad (4.2)$$

A ruptura de materiais granulares depende das propriedades intrínsecas do material e do tipo de carregamento efectuado. No caso de carregamento de compressão axissimétrico (triaxial) a ruptura é caracterizada pela inclinação da curva de estado crítico, que é definida pelo parâmetro M_f , dado por (Atkinson, 2007):

$$M_f = \frac{6\sin(\phi')}{3 - \sin(\phi')} \quad (4.3)$$

onde, ϕ' é o ângulo de atrito no estado crítico, que de acordo com Indraratna et al. (2006), é aqui assumido para o balastro (e sub-balastro) um valor de $\phi' = 54^\circ$.

Tabela 4.4: Valores de cargas aplicadas nos diversos testes

Teste	força em Z força em Y	
	[kN]	[kN]
1	1	8
2	0	8
3	-1	8
4	-8	8
5	-10	8
6	-16	8
7	-24	8
8	-40	8
9	-75	25
10	-60	8
11	-75	8
12	-100	8

Tabela 4.5: Parâmetros elásticos do solo. Adaptado de (Samtani e Nowatzki, 2006)

Tipo de solo	Módulo de Elasticidade, E_s (tsf)	Coefficiente de Poisson
Argila: Mole Média Rija	25-150 150-500 500-1,000	0.4-0.5 (não drenado)
Loesse Silte	150-600 20-200	0.1-0.3 0.3-0.35
Areia Fina: Pouco compactada Média Muito compactada	80-120 120-200 200-300	0.25
Areia: Pouco compactada Média Muito compactada	100-300 300-500 500-800	0.20-0.36 0.30-0.40
Cascalho: Pouco compactado Médio Muito compactado	300-800 800-1,000 1,000-2,000	0.20-0.35 0.30-0.40

4.2 Análises numéricas

4.2.1 Modelo linear do balastro

Nesta secção, o modelo para o balastro e fundação têm o comportamento linear regido pela lei de Hooke.

Variação do carregamento

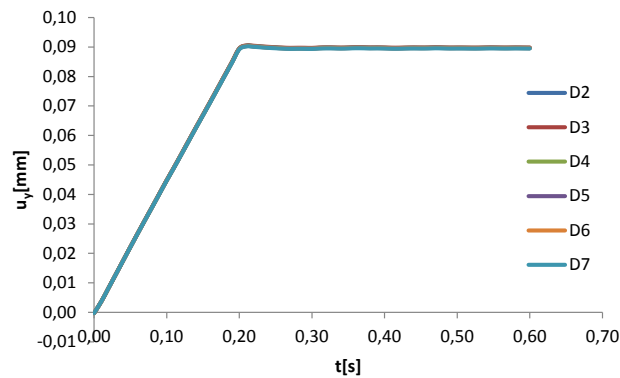
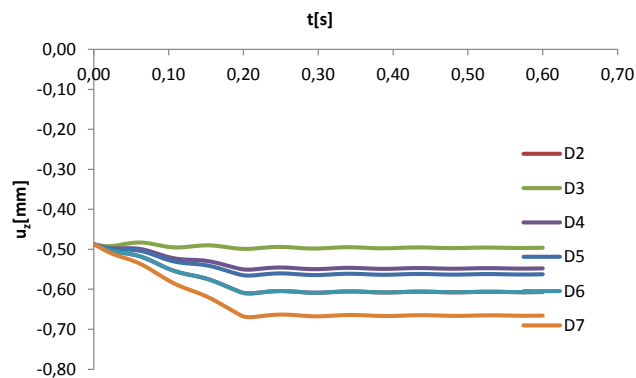
Foram realizados testes em que se variou o valor do carregamento segundo a direção z e manteve-se constante o carregamento na direção y e todos os outros parâmetros, para poder avaliar-se a influência da força vertical no comportamento lateral da via. A sequencia de testes efetuados estão descritos na tabela 4.6.

Como vemos na Figura 4.7, ao manter-se o mesmo valor para o carregamento lateral, os deslocamentos segundo esta direção (u_y) são iguais em todos os testes, verificando-se que a alteração do carregamento vertical não influencia os deslocamentos laterais no caso do modelo linear.

No caso da direção vertical (Figura 4.8), como era de se esperar, a alteração do carregamento vertical afeta significativamente os deslocamentos verticais, u_z , observando-se que os deslocamentos aumentam com o aumentar do carregamento. É de notar que, para o estudo dos deslocamentos verticais o

Tabela 4.6: Descrição dos testes em termos de carregamento

Teste	F_z [kN]	F_y [kN]	F_y/F_z	k_y [kN/mm]	k_z [kN/mm]
D2	0	8	inf	178,1	0,0
D3	-1	8	8,0	177,6	222,6
D4	-8	8	1,0	177,8	264,0
D5	-10	8	0,8	177,9	265,4
D6	-16	8	0,5	178,1	267,5
D7	-24	8	0,3	178,3	268,7

Figura 4.7: Deslocamento lateral (u_y) para diversos testes variando o carregamentoFigura 4.8: Deslocamento vertical (u_z) para diversos testes variando o carregamento

modelo ainda não se encontrava completamente estabilizado (existência de alguma ondulação), de forma que o tempo de calculo de 0.6s não foi suficiente, devendo-se prolongar um pouco mais para atingir a estabilização do modelo.

A Figura 4.9 contém os valores da tensão deviatórica e da tensão média nos 6 elementos em estudo para o teste D6. Como podemos verificar, nos elementos 5 e 3, que são aqueles que se encontram na zona central da travessa, onde o carregamento vertical é menor, ultrapassam a linha de cedência, mostrando ser esta a zona menos estável.

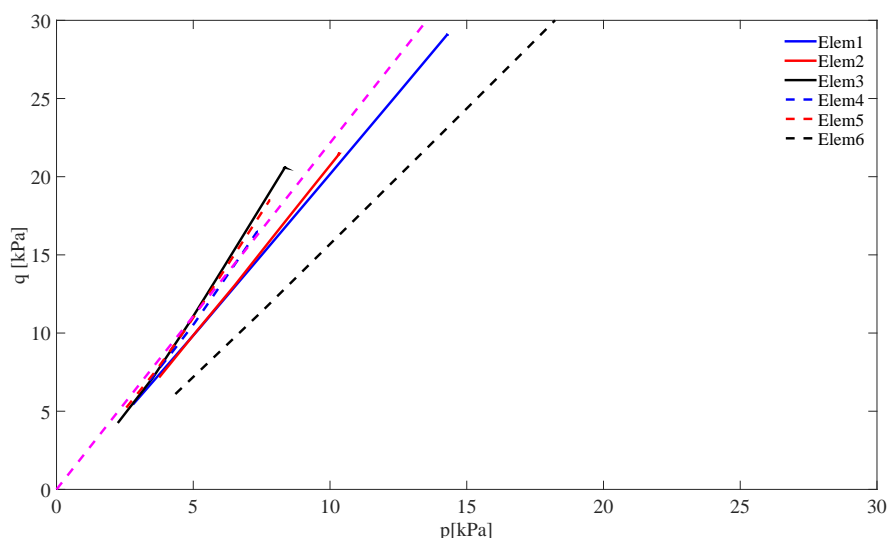


Figura 4.9: Tensão deviatórica, q , em função da tensão média, p , nos elementos 1, 2, 3, 4, 5 e 6 para o teste D6

No elemento 5 (Figura 4.10) verifica-se que todos os testes ultrapassam a linha de cedência exceto o teste D7, sucedendo-se o mesmo no elemento 1.

De acordo com a bibliografia (Le Pen e Powrie (2011), Kish (2011)), é recomendado que a relação entre o carregamento vertical, F_z e o carregamento lateral, F_y seja aproximadamente $F_y = \frac{1}{3} F_z$, não sendo aconselhável ultrapassar a relação $F_y = 0.5 F_z$, de forma a permanecer na zona inicial de carregamento onde o andamento do gráfico é aproximadamente linear (Figura 2.16 a). No entanto, afim de estudar o comportamento para as demais situações, e não fixar sempre a mesma relação, e como se trata de um trabalho no âmbito acadêmico, foram testadas relações diferentes das mencionadas acima, e possivelmente por isso, obtidos resultados acima do limite de cedência.

Utilizando os valores da força aplicada, F_z e da rigidez lateral obtida, K_y dos testes D2 à D6, elaborou-se um gráfico para melhor perceber a relação entre estes dois parâmetros, que, como podemos verificar pela Figura 4.12 é linear.

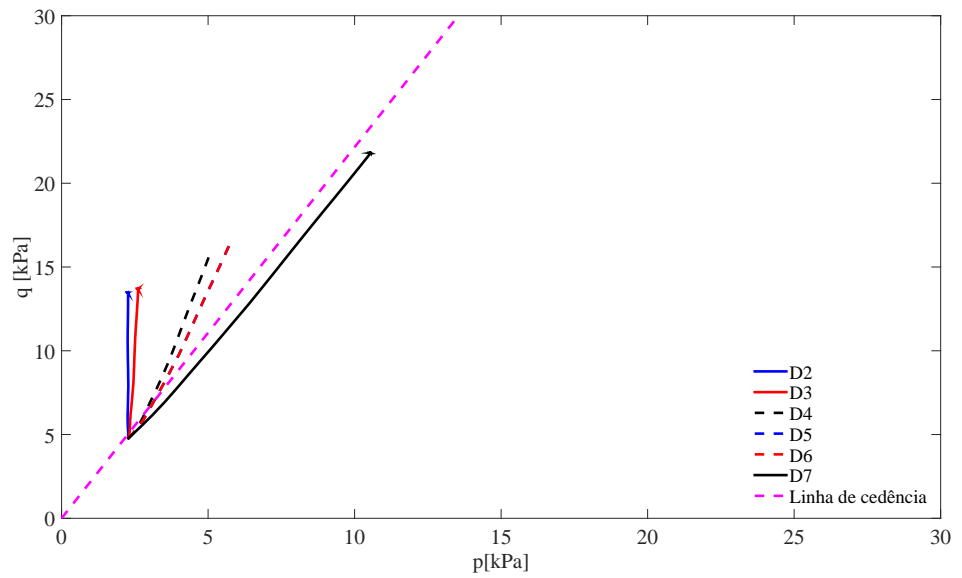


Figura 4.10: Tensão deviatória, q , em função da tensão média, p , calculada no elemento 5, para os diversos testes

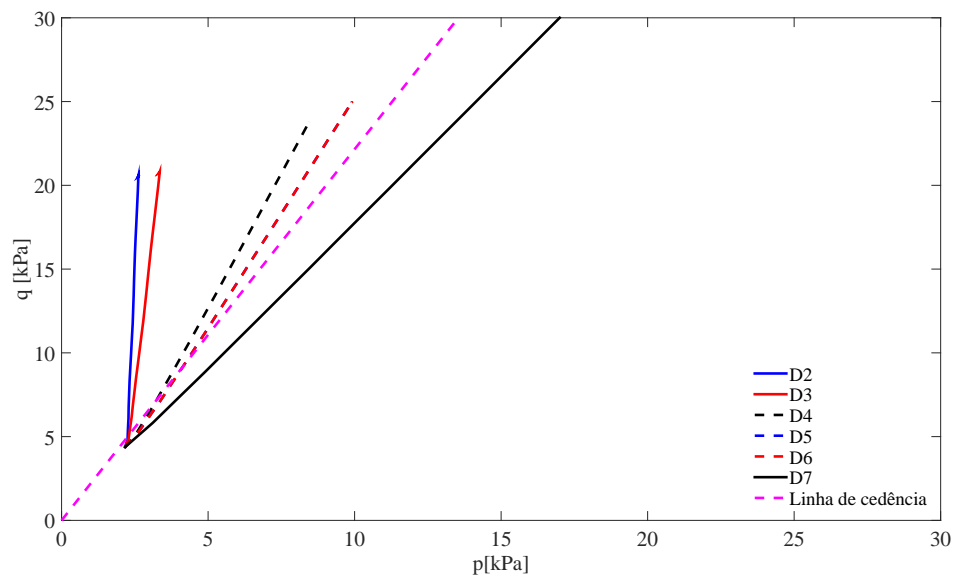
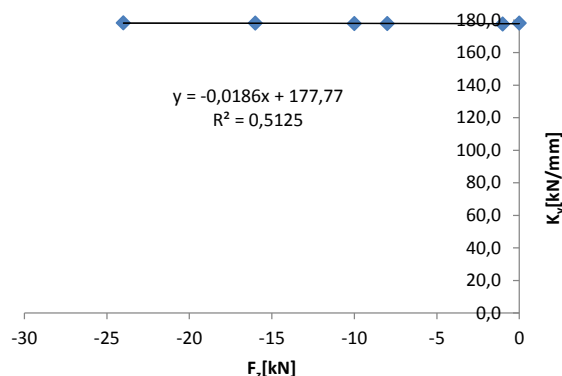


Figura 4.11: Tensão deviatória, q , em função da tensão média, p , calculada no elemento 1, para os diversos testes

Figura 4.12: Relação $F_z - K_y$, regressão linear

Variação do solo de fundação

Nesta secção foram realizados 6 testes (Tabela 4.7), onde o carregamento e o solo de coroamento foram mantidos constantes, e variou-se as propriedades do solo de fundação.

Tabela 4.7: Descrição dos testes em termos de carregamento e tipo de solo

	Solo coroamento: E[mPa] - ν - ρ [t/m ³]	Solo fundação : E[mPa] - ν - ρ [t/m ³]	K_y [kN/mm]	K_z [kN/mm]
A9	200 - 0,35 - 1,8	20 - 0,45 - 2	91,8	105,4
B9	200 - 0,35 - 1,8	60 - 0,3 - 2	138,5	164,7
C9	200 - 0,35 - 1,8	100 - 0,3 - 1,68	161,7	227,2
D9	200 - 0,35 - 1,8	150 - 0,35 - 1,8	178,9	265,9
E9	200 - 0,35 - 1,8	200 - 0,35 - 2	189,7	292,8
F9	200 - 0,35 - 1,8	300 - 0,3 - 2,04	208,2	341,9

Através da análise das Figuras 4.13 e 4.14 verificamos que as propriedades do solo de fundação influenciam os deslocamentos laterais (u_y) e os verticais (u_z). Verifica-se que o teste A9 é aquele que possui maiores deslocamentos e também o que menos estabilizou ao final dos 0.6s, concluindo-se que solos de maior deformabilidade necessitam de um maior espaço de tempo para estabilizar e como é de se esperar, produzem maiores deslocamentos.

No caso do estudo do solo de fundação, para o teste D9, verificou-se que os elementos 1, 2, 3 e 5 encontram-se abaixo da superfície de cedência, sendo o elemento 4 o único que ultrapassa este limite. (Figura 4.15). Todos os 6 testes (A9 à B9) encontram-se estáveis, abaixo da superfície de cedência (Figura 4.16).

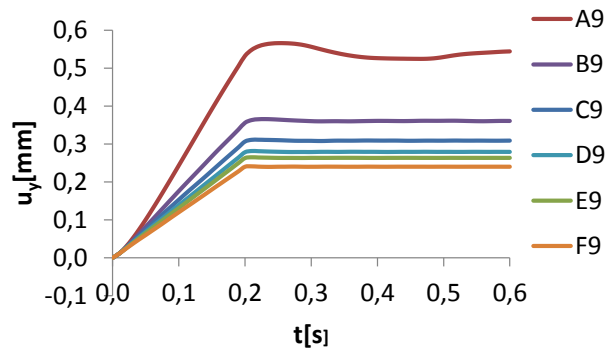


Figura 4.13: Deslocamento lateral (u_y) para diversos testes variando o solo de fundação

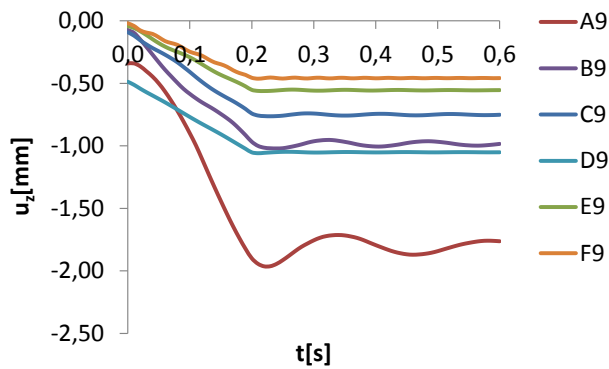


Figura 4.14: Deslocamento vertical (u_z) para diversos testes variando o solo de fundação

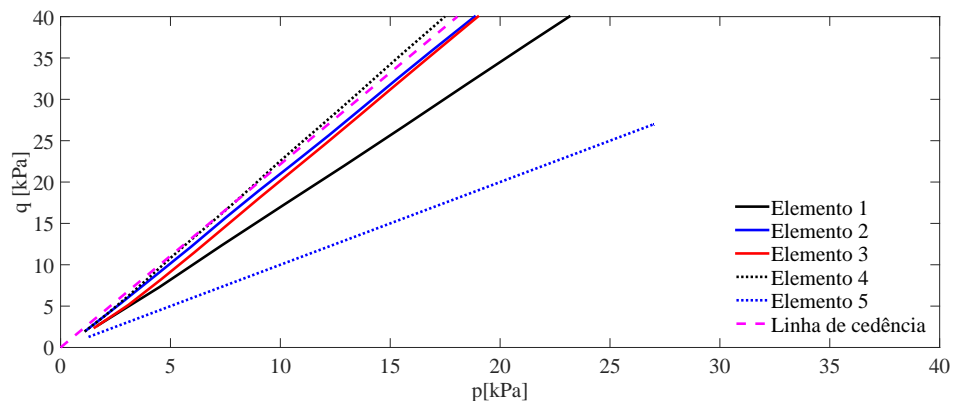


Figura 4.15: Tensão deviatória, q , em função da tensão média, p , nos elementos 1, 2, 3, 4, 5 para o teste D9

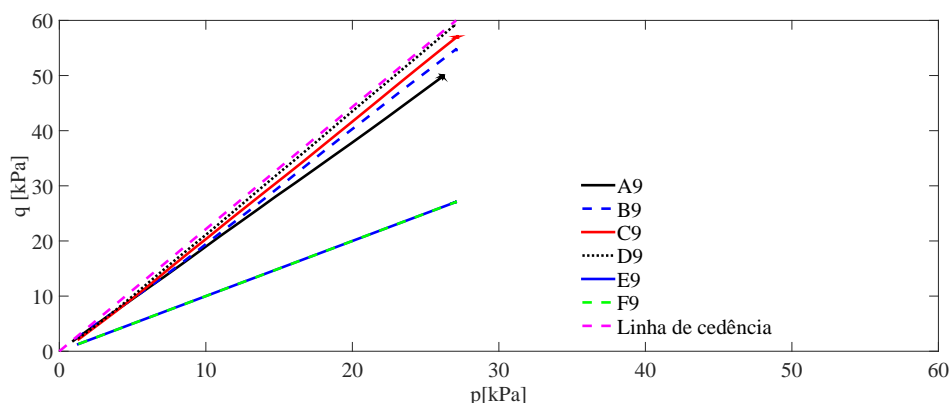


Figura 4.16: Tensão deviatória, q , em função da tensão média, p , calculada no elemento 5, para os diversos testes

4.2.2 Modelo não linear do balastro

Nesta secção, foi aplicado ao balastro o modelo não linear $K - \theta$ e na restante fundação, foi aplicado o modelo linear.

Os elementos analisados no modelo estão ilustrados na Figura 4.4.

Variação do carregamento

De maneira análoga ao caso linear, foram realizados testes mantendo-se as propriedades do solo e o carregamento lateral, variando-se apenas o carregamento vertical. Na tabela 4.8 estão descritos os testes, assim como a rigidez lateral, K_y e a rigidez vertical, K_z

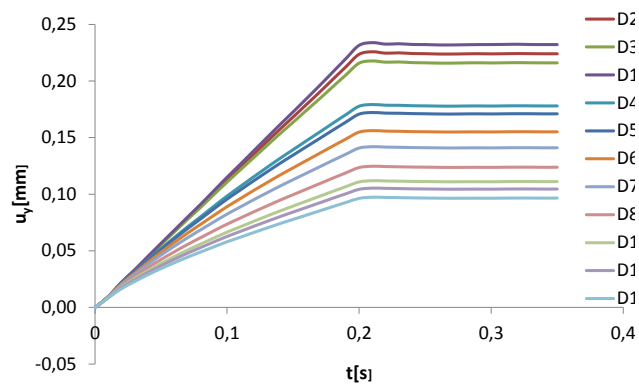
O teste D1 foi concebido com o intuito de simular o caso em que a travessa não está em contacto com o balastro, por isso foi considerado uma carga vertical no sentido ascendente de valor 1kN. Porém, o valor de 1kN não foi a melhor escolha, sendo um valor muito baixo, não se obteve resultados significativos.

As Figuras 4.17 e 4.18 mostram os deslocamentos laterais e verticais respetivamente. Como vemos na Figura 4.17, os testes D1, D2 e D3 são os que têm maiores deslocamentos laterais sendo também os que apresentam menor valor de carregamento vertical ($F_z = 1, 0$ e -1 respetivamente).

No caso do modelo linear, o carregamento vertical não influenciava os deslocamentos laterais, tendo-se obtido o mesmo valor de deslocamento lateral para todos os testes, o que não se verifica no estudo não linear. A análise desta Figura, leva-nos a concluir que, como revelado no estudo bibliográfico, o carregamento vertical tem grande influência no comportamento lateral da via,

Tabela 4.8: Descrição dos testes em termos de carregamento e tipo de solo

Teste	F_z [kN]	F_y [kN]	F_y/F_z	K_y [kN/mm]	K_z [kN/mm]
D1	1	8	8,00	34,5	2,0
D2	0	8	inf	35,7	0,0
D3	-1	8	8,00	37,0	1,9
D4	-8	8	1,00	44,9	13,6
D5	-10	8	0,80	46,8	16,5
D6	-16	8	0,50	51,6	24,4
D7	-24	8	0,33	56,7	33,5
D8	-40	8	0,20	64,6	48,0
D10	-60	8	0,13	72,0	61,8
D11	-75	8	0,11	76,5	70,1
D12	-100	8	0,08	82,8	81,3

Figura 4.17: Deslocamentos u_y para diversos valores de carregamento no elemento 1

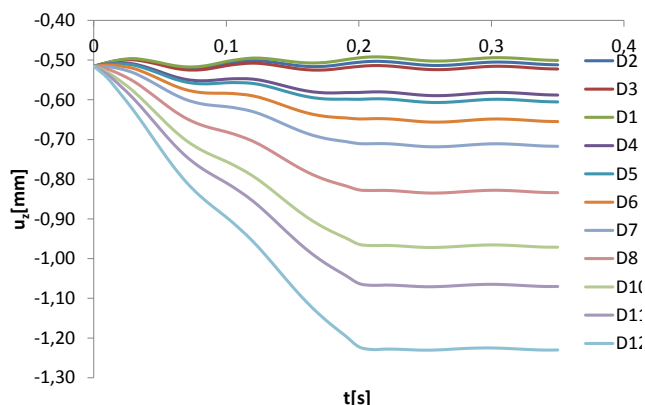


Figura 4.18: Deslocamentos u_z para diversos valores de carregamento no elemento 1

tendo uma relação inversa com os deslocamentos laterais, isto é, quanto maior o carregamento vertical, menor será o deslocamento lateral e portanto, maior será a rigidez lateral da via.

No caso dos deslocamentos verticais, através da análise da Figura 4.18 verificamos um comportamento análogo ao ocorrido no caso linear, sendo os deslocamentos verticais tanto maior quanto maior o carregamento vertical.

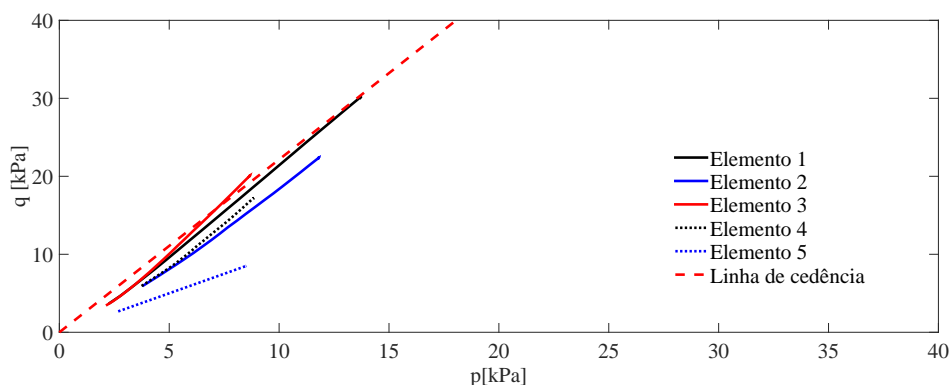


Figura 4.19: Tensão deviatória, q , em função da tensão média, p , nos elementos 1, 2, 3, 4, 5 para o teste D6

Na Figura 4.19 verifica-se que apenas o elemento 3, a partir de um certo valor de tensão média ($p \approx 8 \text{ kPa}$), ultrapassa a superfície de cedência, enquanto os outros elementos mantêm-se estáveis, abaixo da mesma.

Uma análise de comparativa de todos os testes (Figura 4.21) evidencia que, apenas os testes D1, D2, D3 e D4 não cumprem o critério de cedência de

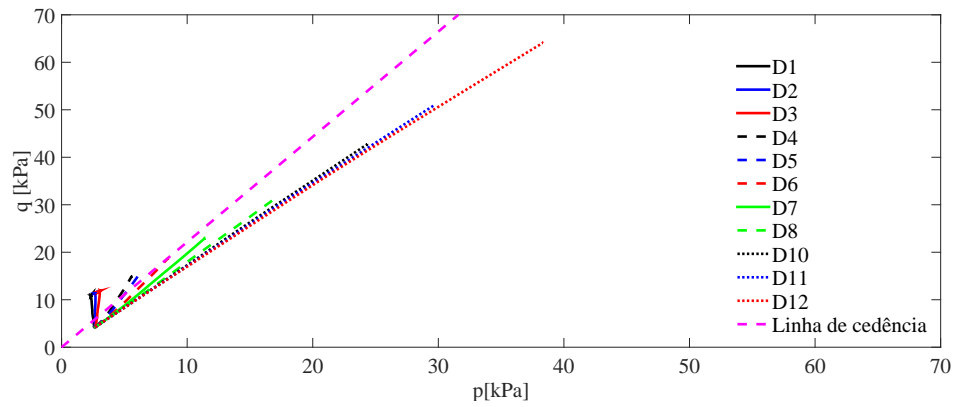


Figura 4.20: Tensão deviatória, q , em função da tensão média, p , calculada no elemento 5 para os diversos testes

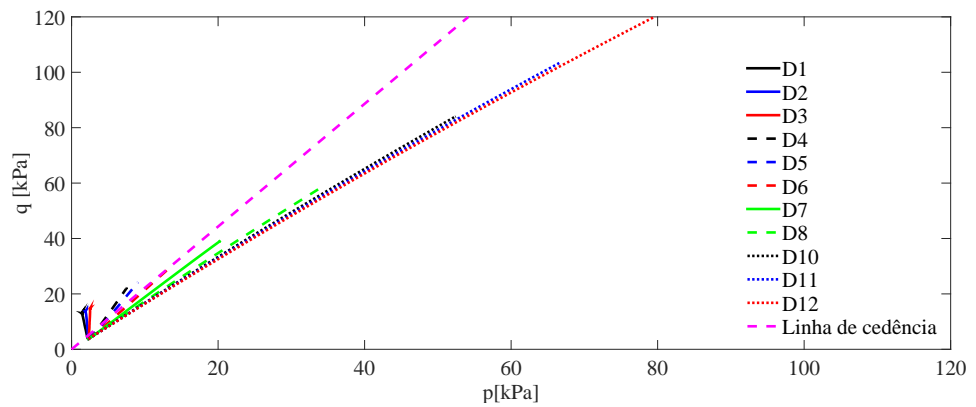


Figura 4.21: Tensão deviatória, q , em função da tensão média, p , calculada no elemento 1 para os diversos testes

Mohr-Coulomb mantendo-se acima da superfície de cedência. É de notar que estes testes são também o que tem a maior relação $\frac{F_y}{F_z}$, que, como mencionado anteriormente, não é aconselhável.

Como no caso linear, recorreu-se aos testes D1 a D8 com o valor de F_z e K_y representados na tabela 4.8 para estabelecer uma relação entre esses dois parâmetros, podendo verificar-se que, no caso não linear, a relação é polinomial de grau 2 (Figura 4.22).

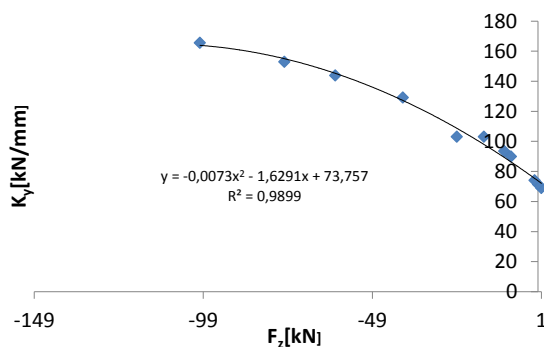


Figura 4.22: Regressão não linear da relação $F_z - K_y$

Influência do tipo de solo

Tabela 4.9: Descrição dos testes em termos de carregamento e tipo de solo

Teste	Solo coroamento: E[mPa] - v - ρ [t/m ³]	Solo fundação : E[mPa] - v - ρ [t/m ³]	F_z [kN]	F_y [kN]	K_y [kN/mm]	K_z [kN/mm]
A9	200 - 0,35 - 1,8	20 - 0,45 - 2	-75	25	83,6	110,2
B9	200 - 0,35 - 1,8	60 - 0,3 - 2	-75	25	121,9	169,0
C9	200 - 0,35 - 1,8	100 - 0,3 - 1,68	-75	25	140,1	232,8
D9	200 - 0,35 - 1,8	150 - 0,35 - 1,8	-75	25	152,0	269,5
E9	200 - 0,35 - 1,8	200 - 0,35 - 2	-75	25	159,6	301,4
F9	200 - 0,35 - 1,8	300 - 0,3 - 2,04	-75	25	169,7	338,2

As Figuras 4.23 e 4.24 mostram a evolução dos deslocamentos laterais, u_y , e verticais, u_z , em função do tempo. Verifica-se que em alguns testes, o modelo não estabilizou, encontrando-se algumas ondas. Isto porque a duração do cálculo, 0,35 s, não foi suficiente. Tendo em conta que o modelo não linear requer algum tempo para correr, foi feito apenas o teste D9, aumentando-se a duração do cálculo de

0.35 s para 0.6 s. No entanto, conclui-se que, com exceção do teste A9 que possui um solo muito deformável, para os demais testes, o tempo 0.35 s é razoável.

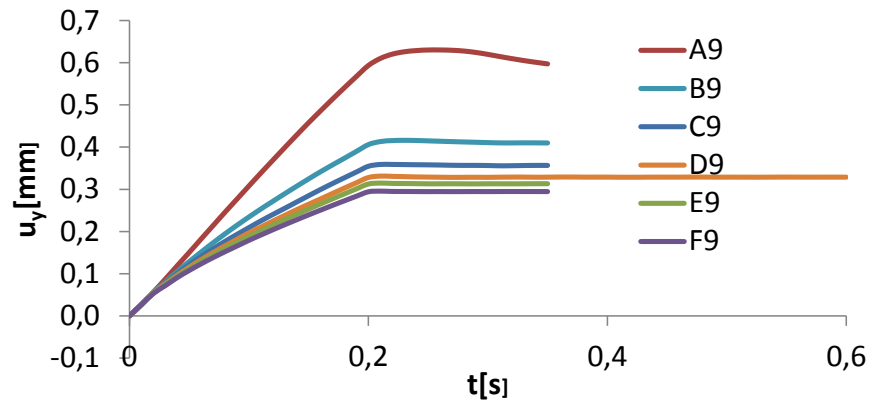


Figura 4.23: Deslocamento na direção y, u_y em função do tempo de cálculo para os diversos tipos de solo

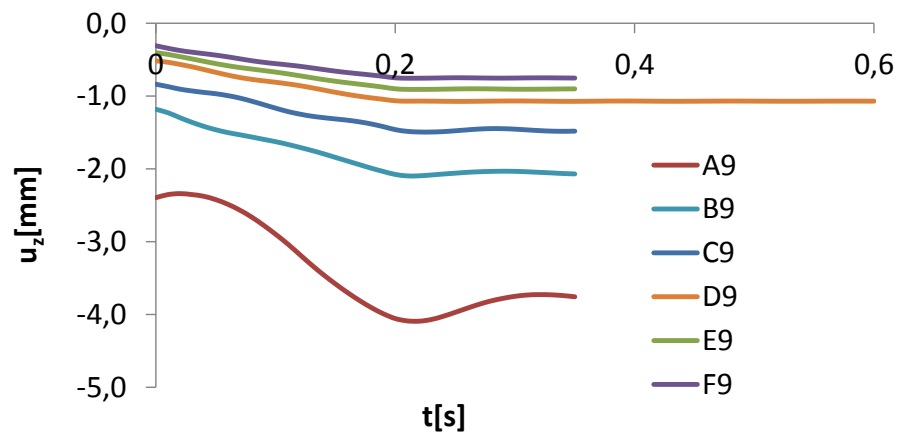


Figura 4.24: Deslocamento na direção z, u_z em função do tempo de cálculo para os diversos tipos de solo

Em termos de tensão média e deviatória, todos os elementos e todos os testes encontram-se abaixo da superfície de cedência (Figura 4.25 e Figura 4.26).

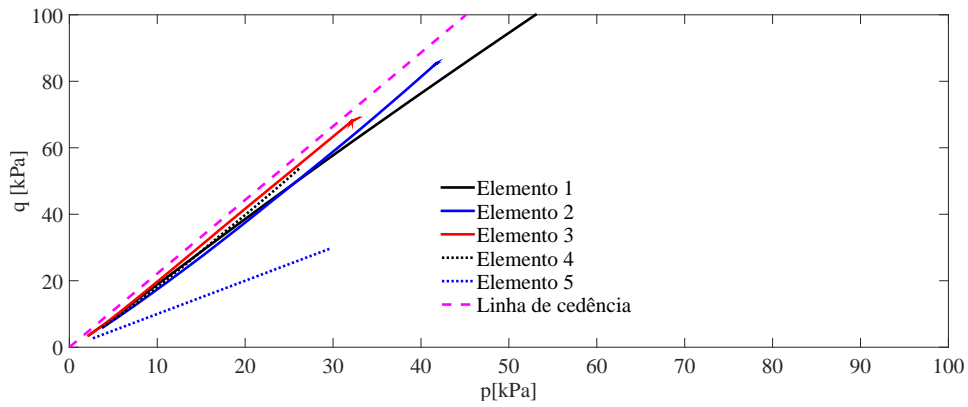


Figura 4.25: Tensão deviatória, q , em função da tensão média, p , nos elementos 1, 2, 3, 4, 5 para o teste D9

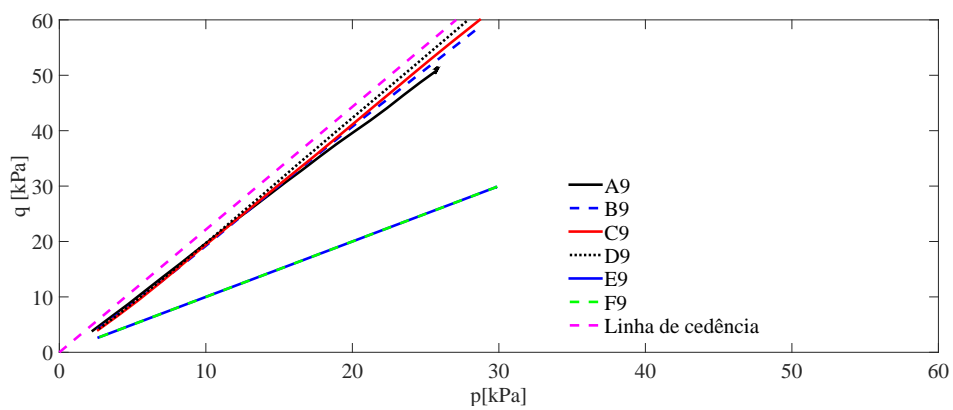


Figura 4.26: Tensão deviatória, q , em função da tensão média, p , calculada no elemento 5 para os diversos testes

Varição da rigidez lateral

Nesta secção foram mantidos todos os parâmetros do teste D9, variando-se apenas a rigidez horizontal de contacto travessa/balastro, $K_{c,h}$.

Tabela 4.10: Descrição dos testes em termos de variação da rigidez lateral

Teste	Solo coroaamento : E[mPa] - ν - ρ	Solo fundação: E[mPa] - ν - ρ	força em Z [kN]	força em Y [kN]	$K_{c,h}$ [kN/m]	K_y [kN/mm]	K_z [kN/mm]
D9-a	200 - 0,35 - 1,8	150 - 0,35 - 1,8	-75	25	1×10^3	4,7	69,7
D9-b	200 - 0,35 - 1,8	150 - 0,35 - 1,8	-75	25	1×10^4	19,6	69,7
D9-c	200 - 0,35 - 1,8	150 - 0,35 - 1,8	-75	25	1×10^5	54,3	69,8
D9-d	200 - 0,35 - 1,8	150 - 0,35 - 1,8	-75	25	1×10^6	76,0	70,1

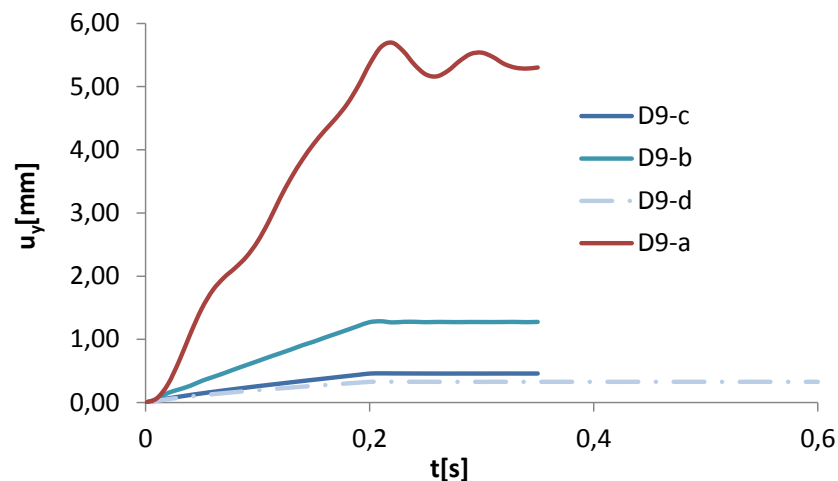


Figura 4.27: Deslocamento na direção y, u_y com a variação da rigidez lateral

Observando a Figura 4.27, verifica-se que para $K_{c,h}$ um valor de $K_{c,h} = 1 \times 10^3$ kN/m, a duração do cálculo, 0,35 s não foi suficiente para alcançar a estabilidade, enquanto nos demais testes, o modelo estabilizou. Ainda para este valor de $K_{c,h}$, os deslocamentos laterais u_y foram elevados, na ordem dos 5,5 mm, enquanto nos demais testes os valores são muito menores, oscilando entre 1,28 mm e 0,33 mm.

Como verificamos, através da Figura 4.28, o valor de $K_{c,h}$ não influencia os deslocamentos verticais, u_z .

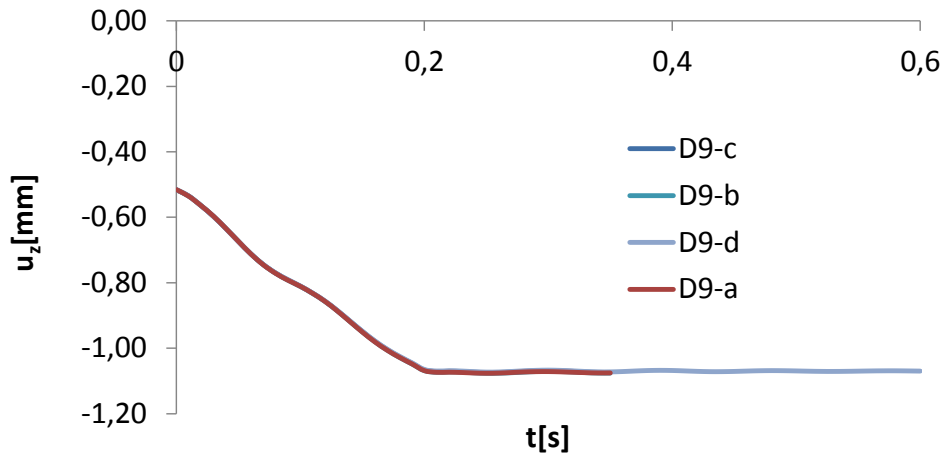


Figura 4.28: Deslocamento na direção z, u_z com a variação da rigidez lateral

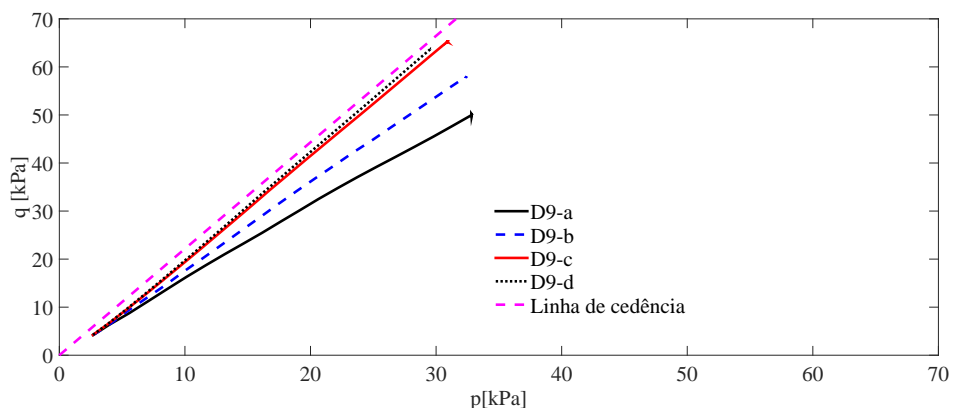


Figura 4.29: Relação entre a tensão deviatória e a tensão média para os testes D9-a, D9-b, D9-c e D9-d

Em termos de tensão deviatória e tensão média, a Figura 4.29 mostra que todos os teste se encontram abaixo da linha de cedência, sendo os testes D9-c e D9-d aqueles muito similar entre si e os que mais se aproximam da linha de cedência.

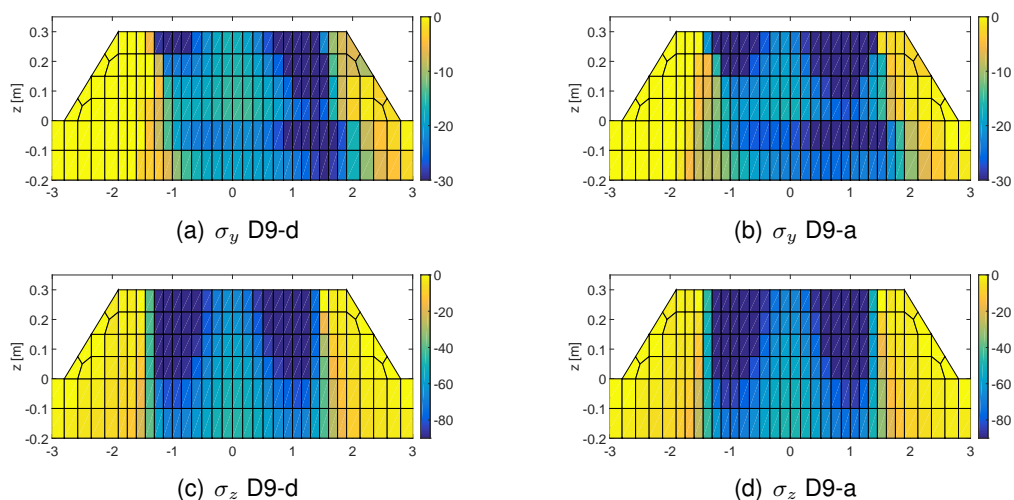


Figura 4.30: Distribuição de tensões para os testes D9-d e D9-a

Uma melhor análise da distribuição de tensões pode ser feita através da Figura 4.30, na qual verifica-se que a alteração do parâmetro $K_{c,h}$ tem maior impacto na tensão horizontal σ_y .

4.2.3 Linear x Não Linear

Nesta secção é feita uma breve comparação entre os resultados obtidos com o modelo linear e aqueles obtidos com o modelo não linear para o teste D9.

A Figura 4.31 ilustra o andamento do módulo de deformabilidade para o teste D9 no caso linear e não linear (nos elementos 1 e 5). O modelo linear considera um valor constante para o módulo de deformabilidade do balastro $E=130$ MPa, enquanto o modelo não linear começa com um valor de $E=16$ MPa para um estado de tensão nula e vai aumentando conforme o estado de tensão (modelo $K - \theta$). Como verificamos através da figura 4.32 os dois modelos produzem valores de deslocamentos muito próximos, obtendo-se portanto uma boa aproximação entre o modelo linear e o não linear.

Em termos de tensões verticais, σ_z , o modelo não linear apresenta uma distribuição de tensão mais elevada, enquanto que da tensão de corte, γ_{yz} , o modelo linear apresenta maiores valores de compressão e o modelo não linear apresenta maiores valores de tração (Figuras 4.33 e 4.34).

No caso da tensão média e deviatória (Figura 4.35) o modelo linear se aproxima muito do não linear, sendo mais próximos no elemento 5. Ambos os modelos encontram-se abaixo da linha de cedência.

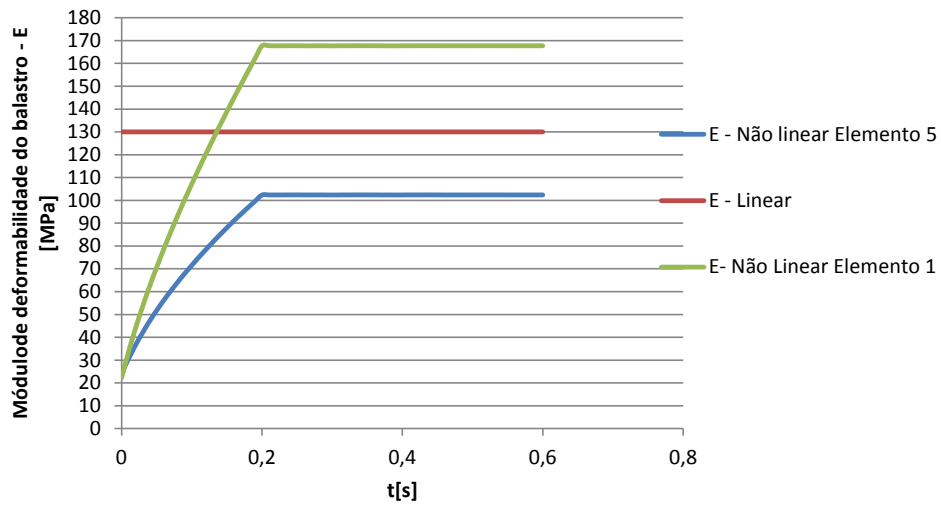


Figura 4.31: Variação do módulo de deformabilidade do balastro em função do tempo para o modelo linear e não linear para o teste D9 nos elementos 1 e 5

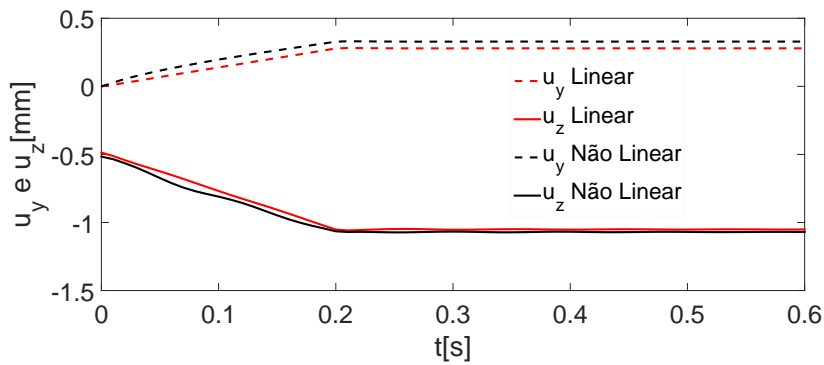


Figura 4.32: Deslocamento vertical, u_z e lateral, u_y em função do tempo para o modelo linear e não linear para o teste D9 no ponto $P(x=0; y=0.85; z=0.3)$

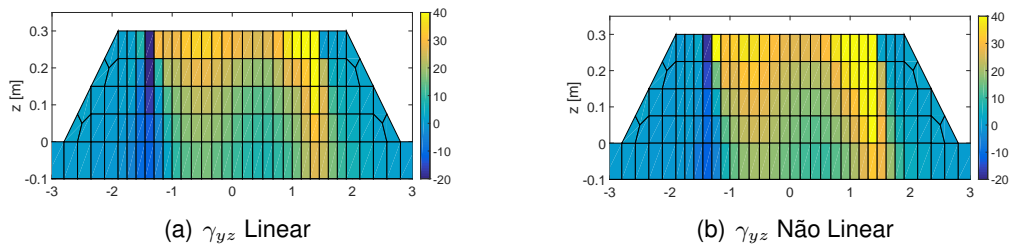


Figura 4.33: Tensão σ_y no teste D9 para o caso Linear e Não Linear respectivamente

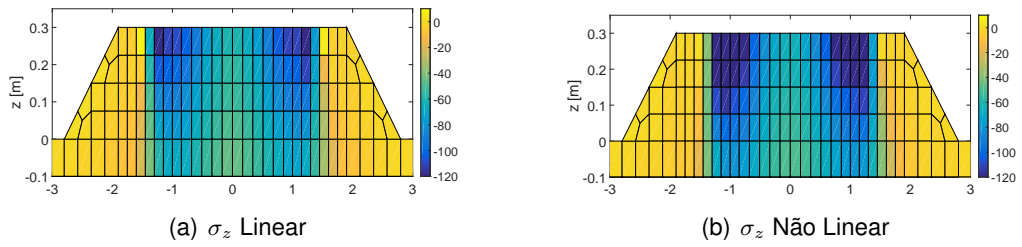


Figura 4.34: Tensão σ_z no teste D9 para o caso Linear e Não Linear respectivamente

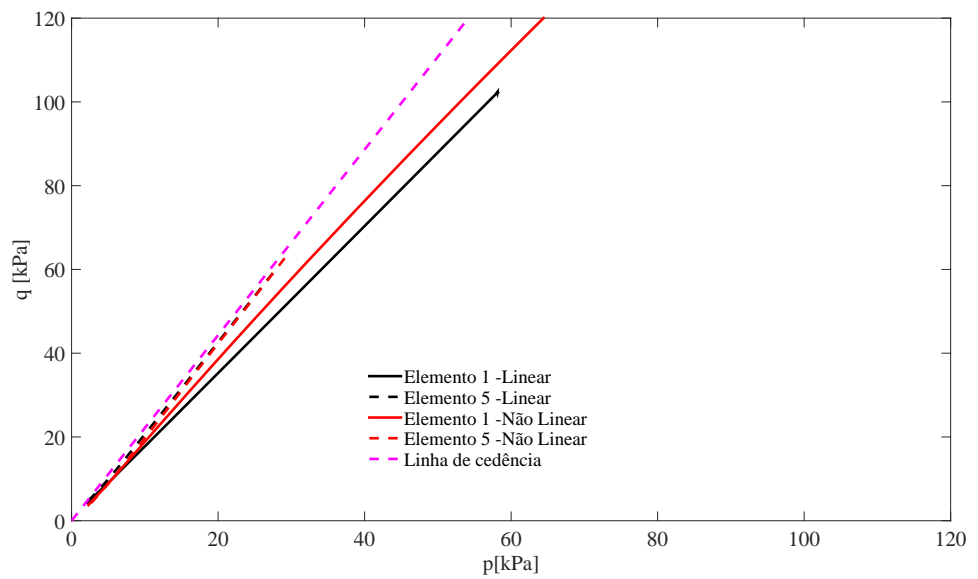


Figura 4.35: Comparação da tensão deviatória para o teste D9 no caso linear e não linear

A tabela 4.11 contém uma compilação dos valores da rigidez para os diversos testes lineares e não lineares em função do carregamento. A rigidez lateral, no caso linear, K_y é praticamente constante no caso linear, uma vez que o carregamento lateral F_y é o mesmo em todos os testes e os deslocamentos obtidos são muito parecidos. No caso não linear, mesmo com carregamento lateral F_y igual, o valor dos deslocamentos variam, devido ao que foi explicado anteriormente à respeito da variação do módulo de deformabilidade. Assim, a rigidez lateral, K_y , é menor no modelo não linear.

Tabela 4.11: Rigidez lateral e vertical para os testes lineares e não lineares com variação de carregamento

Teste	F_z [kN]	F_y [kN]	F_y/F_z	K_y [kN/mm]		K_z [kN/mm]	
				Não Linear	Linear	Não Linear	Linear
D1	1	8	8,00	68,9	-	68,1	-
D2	0	8	inf	71,4	178,1	0,0	0,0
D3	-1	8	8,00	74,0	177,6	144,7	222,6
D4	-8	8	1,00	89,8	177,8	110,3	264,0
D5	-10	8	0,80	93,5	177,9	111,4	265,4
D6	-16	8	0,50	103,1	178,1	114,8	267,5
D7	-24	8	0,33	103,1	178,3	119,1	268,7
D8	-40	8	0,20	129,1	-	125,7	-
D10	-60	8	0,13	143,8	-	131,7	-
D11	-75	8	0,11	152,8	-	135,2	-
D12	-100	8	0,08	165,5	-	140,0	-

Capítulo 5

Estudo sobre a distribuição de tensões no balastro

5.1 Testes realizados

Neste capítulo foi estudado a influência da rigidez horizontal de contacto travessa/balastro, $K_{c,h}$, na distribuição de tensões, uma vez que, ao ser carregado verticalmente o balastro tenderá a estender horizontalmente, por efeito de Poisson, podendo por isso aparecer tensões adicionais quando considerada a interação lateral travessa-balastro. Os estudos realizado neste capítulo difere do capítulo anterior no facto de não haver aplicação de força lateral, $F_y = 0kN$.

O valor da rigidez horizontal de contacto travessa/balastro, $K_{c,h}$, foi variada, enquanto o carregamento e o tipo de solo foram mantidos constantes. Para a fundação, o solo utilizado foi tipo D, conforme a tabela 4.3. Foi aplicado apenas um carregamento vertical com o valor de -75kN, no mesmo local dos testes anteriores (na travessa, por baixo dos carris). A tabela 5.1 descreve os testes realizados. Os demais parâmetros são os mesmos utilizados nos testes anteriores e descritos na Tabela 4.1.

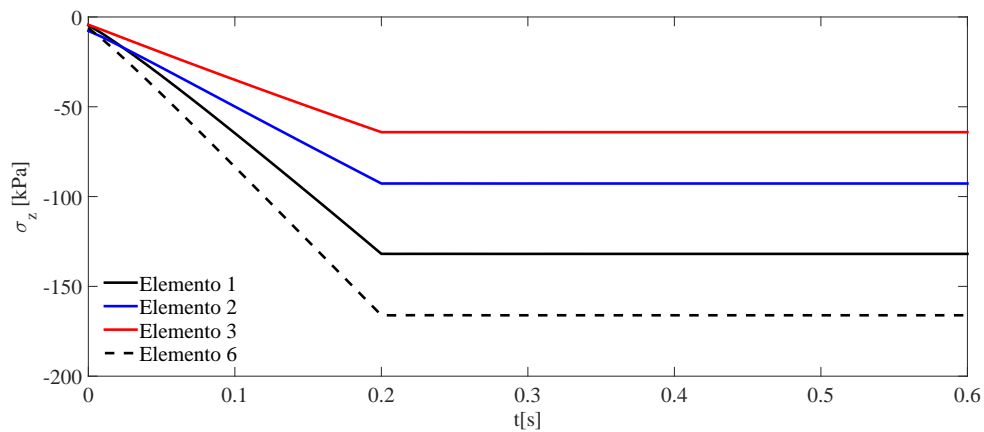
	Teste 1	Teste 2	Teste 3	Teste 4	Teste 5	Teste 6	Teste 7
$K_{c,h}$ [kN/m ²]	0	1×10^2	1×10^4	1×10^5	1×10^6	5×10^6	1×10^7
F_z [kN]	-75	-75	-75	-75	-75	-75	-75
F_y [kN]	0	0	0	0	0	0	0
Solo Fundação	D	D	D	D	D	D	D

Tabela 5.1: Descrição dos testes

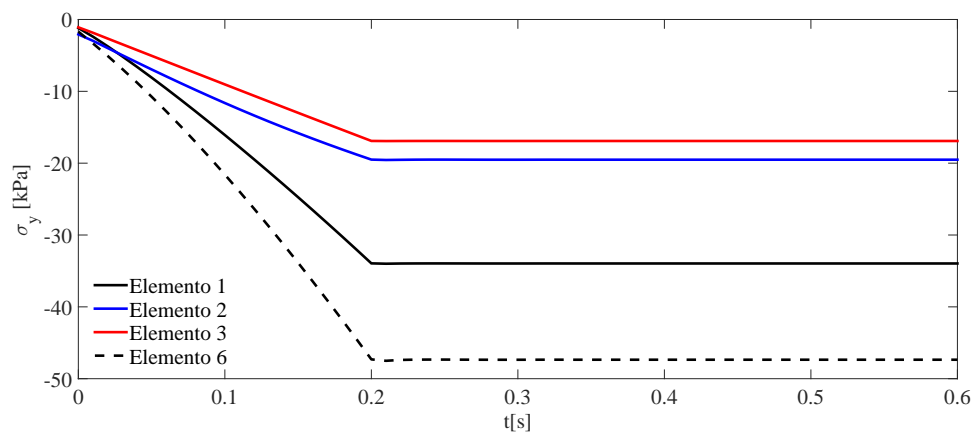
5.2 Análise de resultados

Os resultados foram analisados em termos de tensões, σ_y e σ_z .

A figura 5.1 mostra a distribuição de tensão para o teste 5 nos diversos elementos (indicado na figura 4.4)

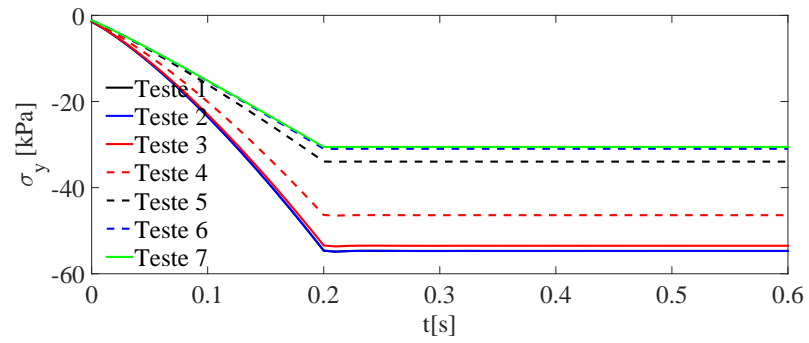


(a) σ_z

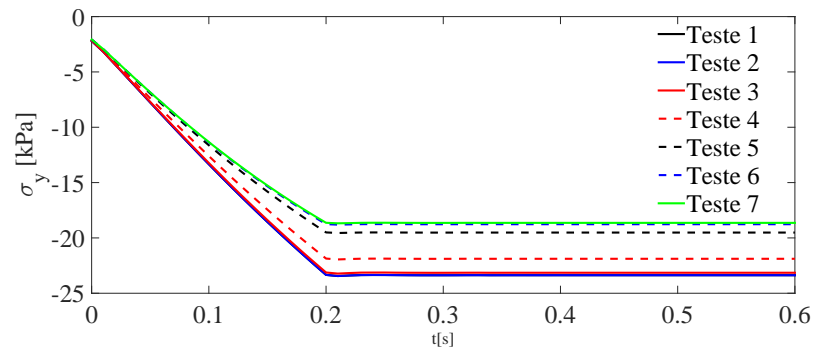


(b) σ_y

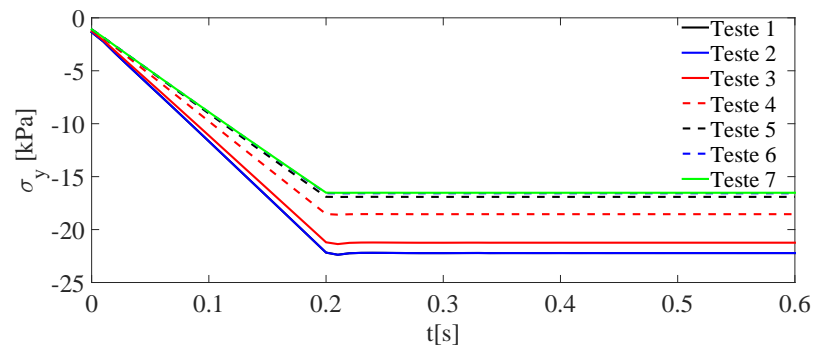
Figura 5.1: Tensões segundo a direção y e z em função do tempo em vários elementos para o teste 5



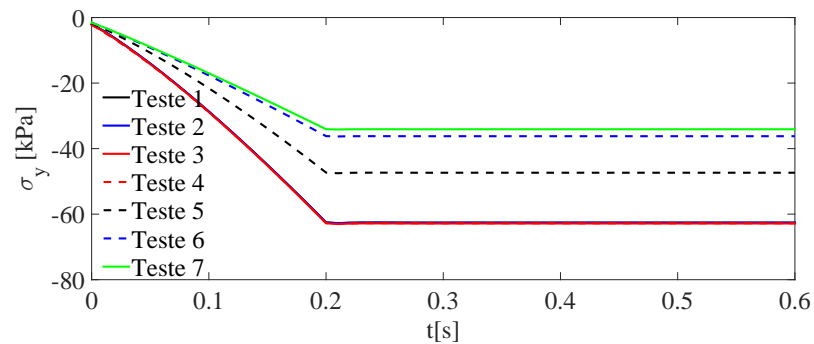
(a) Elemento 1



(b) Elemento 2

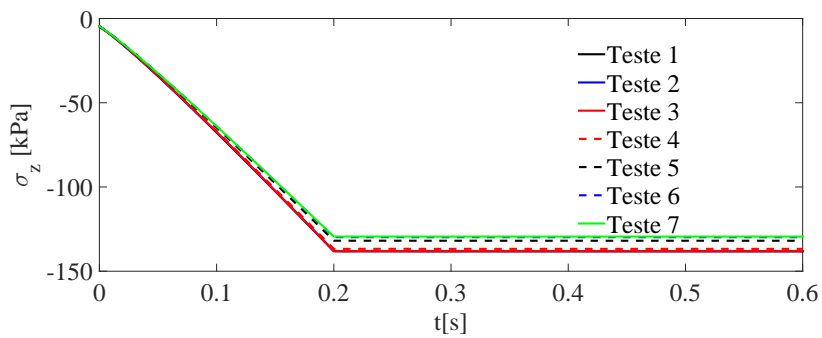


(c) Elemento 3

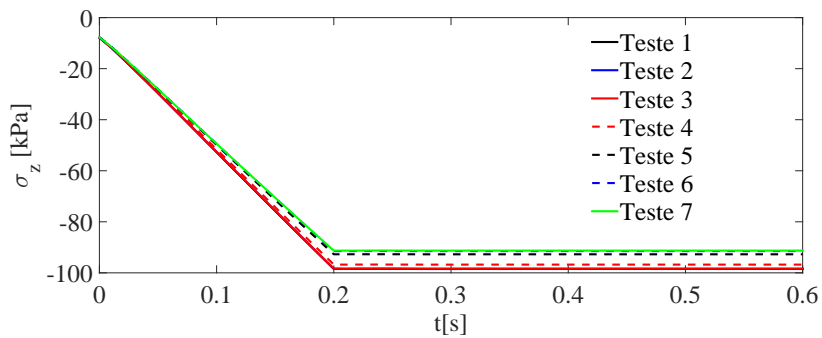


(d) Elemento 6

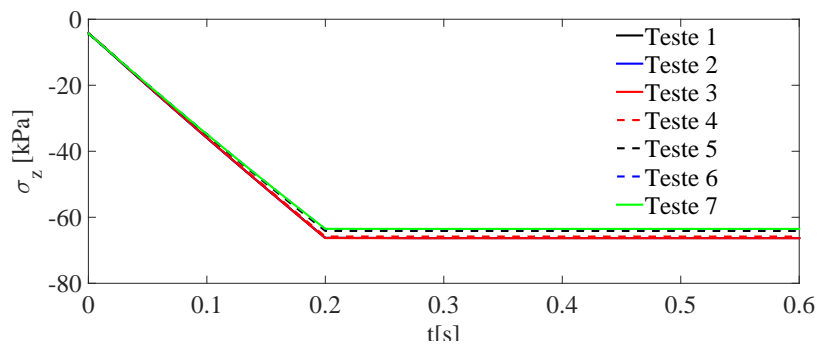
Figura 5.2: σ_y nos elementos 1, 2, 3 e 6 para os diversos testes



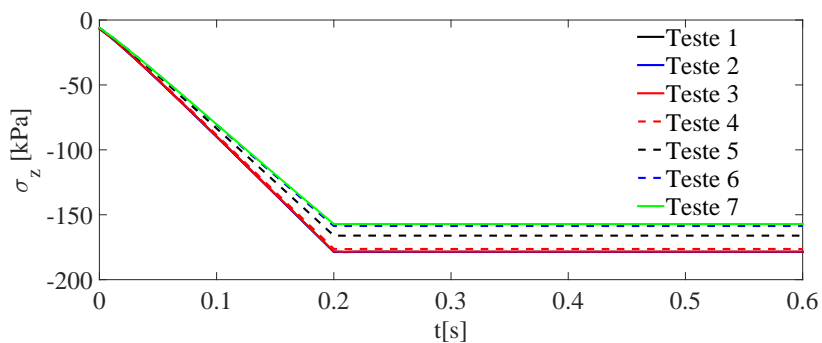
(a) Elemento 1



(b) Elemento 2



(c) Elemento 3



(d) Elemento 6

Figura 5.3: σ_z nos elementos 1, 2, 3 e 6 para os diversos testes

Através da análise das figuras 5.1, 5.2 e 5.3, verificamos que os resultados dos testes 1, 2 e 3 estão sobrepostos, ou seja, têm praticamente os mesmos resultados, verificando-se resultados diferentes à partir do teste 4. Isto significa que o valor da rigidez de contacto horizontal travessa/balastro, $K_{c,h}$, apenas começa a influenciar o andamento das tensões quando assume valores elevados, como é o caso do teste 4, $K_{c,h}=1 \times 10^5$.

Teste	Elemento 1		Elemento 6	
	1	7	1	7
σ_y [kPa]	54,64	30,55	62,52	34,08
% σ_y	-44,1%		-45,5%	
σ_z [kPa]	138,1	129,4	178,6	157,1
% σ_z	-6,3%		-12,0%	

Tabela 5.2: Diferença em percentagem entre os testes com $K_{c,h=0}$ e $K_{c,h} = 1 \times 10^7$ nos elementos 1 e 6

A tabela 5.2 mostra em termos de percentagem a diferença entre os testes 1 e 7 nos elementos 1 e 6. Verifica-se que a maior diferença foi atingida no elemento 6 (na ponta da travessa) e que no caso lateral, esta diferença é mais acentuada atingindo os 45,5% enquanto que no caso vertical, a diferença é menor (12%).

Através das figuras 5.4 e 5.5 verifica-se que em ambos os casos, lateral e vertical, a introdução de um parâmetro de contacto horizontal travessa/balastro, $K_{c,h}$, de valor elevado, fez diminuir o estado de tensão do modelo, revelando a importância da consideração deste parâmetro nos estudos com foco nas camadas granulares da via.

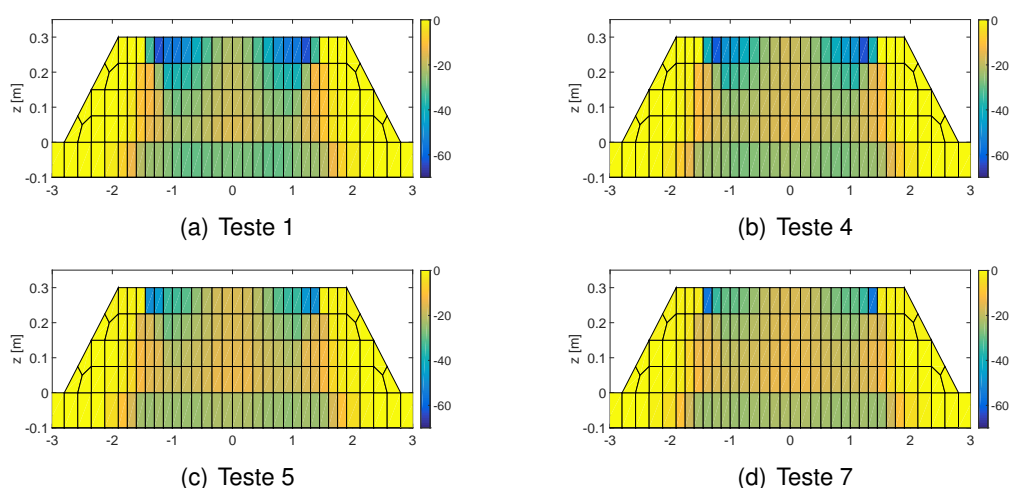


Figura 5.4: Distribuição de tensão σ_y para os testes 1, 4, 5 e 7 respetivamente

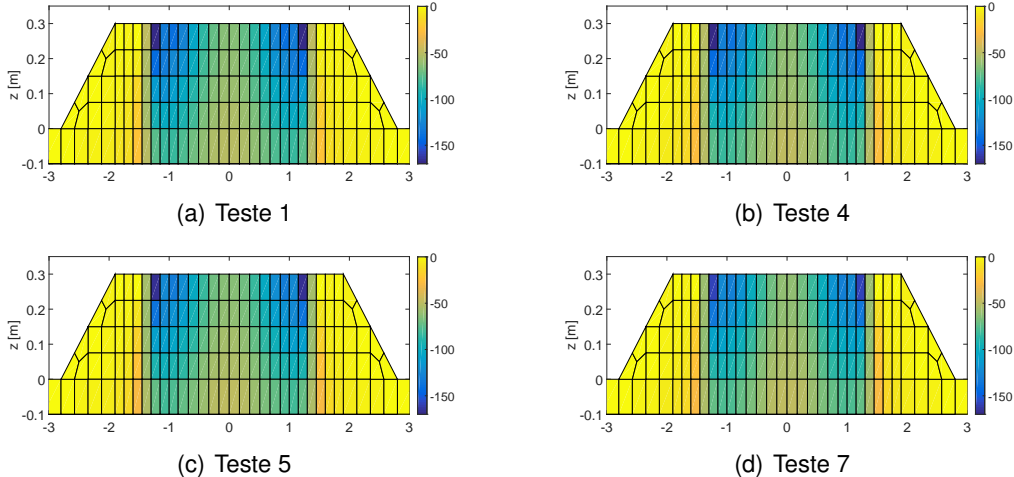


Figura 5.5: Distribuição de tensão σ_z para os testes 1, 4, 5 e 7 respectivamente

Capítulo 6

Conclusões e desenvolvimentos futuros

6.1 Conclusões

Como evidenciado pelo largo estudo bibliográfico, o comportamento da via férrea é um factor de grande importância em engenharia. Os estudos existentes no âmbito do comportamento lateral são difíceis de se obter, tendo sido obtido em alguns casos através do serviço de empréstimo entre bibliotecas internacionais, e ainda assim, em certas bibliografias apenas foi obtido parte da mesma, sendo pouco descritiva e detalhada no que refere aos testes e caso de aplicação, o que impossibilita a sua reprodução para tentativa de aproximação/validação do modelo em estudo.

O presente trabalho estudou em termos de rigidez o comportamento lateral da via, na tentativa de fornecer à investigadores valores possíveis para aplicação em modelos de molas-amortecedores.

Foi possível estabelecer uma relação $F_z - K_y$ tanto para o caso linear, como para o caso não linear, o que virá ao encontro do mencionado no paragrafo anterior, à respeito de auxiliar os utilizadores de outros modelos.

No estudo da influência do carregamento vertical no comportamento lateral da via, verificou-se que para valores elevados de $\frac{F_y}{F_z}$ o modelo excede o critério de cedência de Mohr-Coulomb, encontrando-se acima da linha de cedência no gráfico p-q, tendo-se nesse caso, ultrapassado a zona de deformação elástica. Deve-se por isso, manter a relação referenciada na bibliografia, $F_y < \frac{1}{3}F_z$.

No estudo da influência do solo de fundação, como esperado, foi observado que quanto maior o módulo de elasticidade (E), maior o valor da rigidez lateral (K_y).

No estudo da influência da rigidez de contacto horizontal travessa/balastro na distribuição de tensões, verificou-se que o parâmetro $K_{c,h}$ tem uma influência não negligenciável nas tensões obtidas na camada de balastro, demonstrando a importância da sua consideração nos estudos com foco nas camadas granulares da via.

6.2 Desenvolvimentos futuros

No desenvolver do trabalho, foram surgindo diversas alterações possíveis de se realizar, que no entanto, dado ao curto prazo para elaboração do mesmo, não foram possíveis de se concretizar, tais como:

- O programa utilizado, Pegasus, considera um contacto entre travessa-balastro do tipo de penalty, seria interessante incrementar no programa outro tipo de contacto, como por exemplo o de atrito de Mohr-Coulomb;
- Além dos modelos linear com a lei de Hook e o não linear $K - \theta$, poderia inserir-se um modelo elasto-plástico, e assim já seria possível realizar um estudo em termos de resistência;
- No presente estudo, as cargas aplicadas eram quase-estáticas. No entanto, o programa já possui a capacidade de aplicação de cargas dinâmicas para o estudo apenas vertical da via, (passagem de uma boogie, por exemplo), o próximo passo será implementar a aplicação de cargas dinâmicas no modelo com estudo lateral e vertical da via;
- Neste trabalho, apenas considerou-se o contacto entre a base da travessa e o balastro imediatamente abaixo da mesma. Porém, como revela a bibliografia, no caso da via descarregada, o balastro entre travessas e o prisma lateral de balastro têm grande influência no comportamento lateral da via, sendo portanto importante incrementar estes dois componentes no modelo;
- Os deslocamentos obtidos neste estudo foram calculados no ponto de aplicação da carga, isto é, no elemento travessa imediatamente abaixo do carril. Seria interessante estudar o andamento desses gráficos mudando o ponto de aplicação da carga, assim como o cálculo dos deslocamentos para o elemento do carril.

Além destes aspetos, era importante a realização de testes para validação do modelo. Poderia realizar-se testes não destrutivos como o descrito em (Ribeiro, 2015), neste caso horizontal. Com recurso ao martelo instrumentado, seria aplicada uma carga horizontal de valor conhecido ao carril e media-se o

deslocamento produzido, obtendo-se assim a rigidez lateral da via, $K_y = \frac{F_y}{u_y}$ para comparação dos resultados obtidos neste trabalho.

Bibliografia

- Allaart, A. *Design principles for flexible pavements*. Tese de Doutoramento, TU Delft, 1992.
- Almeida, T. Modelação numérica de entrada em ponte ferroviária. Tese de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa- Faculdade de Ciências e Tecnologias, 2015.
- Amitrano, D., Gimbert, F., Combe, G. e Weiss, J. Scaling analysis of deformation field within granular materials: application to strain localization. In *AGU Fall Meeting Abstracts*, volume 1, page 0863. II International Conference on Particle-based Methods- Fundamentals and Applications, 2011.
- Atkinson, J. *The mechanics of soils and foundations*. CRC Press, 2007.
- Azevedo, A. *Método dos elementos finitos*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1ª edição, 2003.
- Bao, Y. *Three-dimensional stability/lateral shift analysis of continuous welded rail (CWR) track and innovative methods to enhance CWR track performance*. Tese de Doutoramento, University of Illinois at Urbana-Champaign, 1998.
- Bhatti, M. *Advanced topics in finite element analysis of structures: with Mathematica and MATLAB computations*. John Wiley & Sons, Inc., 1ª edição, 2006.
- Boyce, J., Brown, S. e Pell, P. The resilient behaviour of a granular material under repeated loading. In *Australian Road Research Board Conference Proc*, volume 8, 1976.
- Brown, SF. e Pell, PS. An experimental investigation of the stresses, strains and deflections in a layered pavement structure subjected to dynamic loads. In *Intl Conf Struct Design Asphalt Pvmnts*, 1967.
- Butterfield, R. e Gottardi, G. A complete three-dimensional failure envelope for shallow footings on sand. *Géotechnique*, 44(1):181–4, 1994.
- Carvalho, J. Estabilidade estrutural da via ferroviária. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2012.

- Correia, B. Resposta dinâmica do sistema veículo-via férrea em zonas de variação das condições de suporte da via. Tese de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa- Faculdade de Ciências e Tecnologias, 2015.
- Domingo, L.M., Herraiz, J.I.R, Zamorano, C. e Herraiz, T. Design of a new high lateral resistance sleeper and performance comparison with conventional sleepers in a curved railway track by means of finite element models. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 11(7):1238–1250, 2014.
- Esveld, C. Improved knowledge of cwr track. In *Interactive Conference on Cost Effectiveness and Safety Aspects of Railway Track, UIC/ERRI, Paris*, 1998.
- Esveld, C. *Modern railway track*. MRT-Productions Zaltbommel, Netherlands, 2001.
- Feng, H. 3d- models of railway track for dynamic analysis. Tese de Mestrado, School of Architecture and the Built Environment -Royal Institute of Technology,Stockholm, 2011.
- Fernandes, J. Modelação do comportamento mecânico de vias-férreas. Tese de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa- Faculdade de Ciências e Tecnologias, 2011.
- Fernandez, J. *Temas de Divulgacion Ferroviaria*, volume 2. ALAF-Asociación Latinoamericana de Ferrocarriles, 2006.
- Fontul, S. *Apontamentos da disciplina de Infraestruturas Ferroviarias e Portuárias*. Universidade Nova de Lisboa- Faculdade de Ciências e Tecnologias, 2015.
- Fortunato, E. *Renovação de Plataformas Ferroviárias- Estudos relativos à capacidade de carga*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2005.
- Galvín, P. e Romero, J A e Domínguez. Fully three-dimensional analysis of high-speed train–track–soil–structure dynamic interaction. *Journal of Sound and Vibration*, 329(24):5147–5163, 2010.
- Gong, C. *The Interaction Between Railway Vehicle Dynamics And Track Lateral Alignment*. Tese de Doutoramento, Institute of Railway Research - School of Computing and Engineering -The University of Huddersfield, 2013.
- Grissom, G. e Kerr, A. Analysis of lateral track buckling using new frame-type equations. *International journal of mechanical sciences*, 2006.
- HICKS, RG. *Factors Influencing the resilient properties of granular materials*. Tese de Doutoramento, University of California, Berkeley, Calif., 1970.
- Hicks, RG. e Monismith, CL. Prediction of the resilient response of pavements containing granular layers using non-linear elastic theory. In *Presented at the Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Grosvenor House, Park Lane, London, England, Sept. 11-15, 1972.*, volume 1, 1972.

- Huber, G. Ballast behaviour seen from a geotechnical point of view. In *Railway Track Science and Engineering International Workshop - Ballast: Issues and Challenges 5 ? 6 December, UIC Paris*, 2013.
- Hughes, T. *The finite element method: linear static and dynamic finite element analysis*. Prentice-Hall, 1987.
- Indraratna, B., Khabbaz, H., Salim, W. e Christie, D. Geotechnical properties of ballast and the role of geosynthetics. *Ground Improvement*, 2006.
- Indraratna, D e Christie HD Buddhima e Ionescu. Shear behavior of railway ballast based on large-scale triaxial tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.
- Ionescu, D. *Evaluation of the engineering behaviour of railway ballast*. Tese de Doutorado, University of Wollongong-Faculty of Engineering Civil Mining and Environmental Engineering, 2004.
- Ishihara, K. *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*. Oxford Engineering Science Series, 1996.
- Jacobsson, L. User element for abaqus designed to represent ballast resistance. *SP Swedish National Testing and Research Institute- Technical Notes 2005:12 - Building Technology and Mechanics - Borås*, 2005a.
- Jacobsson, L. A plasticity model for ballast resistance. *SP Swedish National Testing and Research Institute*, 2005b.
- Jacobsson, L. e Runesson, K. Integration e calibration of a plasticity model for granular materials. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 2002.
- Jorge, R. e Dinis, L. *Teoria da plasticidade*. Departamento de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial-Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2004-2005.
- Kabo, E. A numerical study of the lateral ballast resistance in railway tracks. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, 2006.
- Kabo, E., Ekberg, A. e Jacobsson, L. Railway track stability a state-of-the-art survey. Research report 2004:2 issn 1651-0208, Chalmers University of Technology, Sweden, 2004.
- Kish, A. On the fundamentals of track lateral resistance. *American Railway Engineering and Maintenance of Way Association*, 2011.
- Kish, A. e Samavedam, G. Risk analysis based cwr track buckling safety evaluations. *Proceedings of International Conference on Innovations in the Design e Assessment of Railway Track, Delft University of Technology, The Netherlands*, 2001.

- Kish, A., Samavedam, G. e Wormley, D. *Fundamentals of track lateral shift for high-speed rail applications*. National Technical Information Service, 2004.
- Kish, A., Samavedam, G. e Wormley, DN. *New track shift safety limits for high-speed rail applications*. John A. Volpe National Transportation Systems Center, 2007.
- Kish A, Kanaan A Pietrak J Sluz A Samavedam G. Wood tie track resistance characterization and correlations study. *AREA Bulletin*, 1995.
- Koc, W., Wilk, A., Chrostowski, P. e Grulkowski, S. Tests on lateral resistance in railway tracks during the operation of a tamping machine. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, 2011.
- Koike, Y., Nakamura, T., Hayano, K e Momoya, Y. Numerical method for evaluating the lateral resistance of sleepers in ballasted tracks. *Soils and Foundations*, 54 (3):502 – 514, 2014.
- Le Pen, L. *Track behaviour: The importance of the sleeper to ballast interface*. Tese de Doutorado, University of Southampton, 2008.
- Le Pen, L. e Powrie, W. Testing the ultimate resistance at the sleeper/ballast interface. *Advances in Transportation Geotechnics*, 2008.
- Le Pen, L. e Powrie, W. Contribution of base, crib, and shoulder ballast to the lateral sliding resistance of railway track: a geotechnical perspective. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, 225(2):113–128, 2011.
- Le Pen, L., Bhandari, A.R e Powrie, W. Sleeper end resistance of ballasted railway tracks. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2014.
- Lim, N., Park, N. e Kang, Y. Stability of continuous welded rail track. *Computers & Structures*, 2003.
- Lim, N., Han, S., Han, T. e Kang, Y. Parametric study on stability of continuous welded rail track-ballast resistance and track irregularity. *Steel Structures*, 2008.
- Lopes, I. *Caracterização Geotécnica de solos no domínio das pequenas deformações*. Tese de Doutorado, Faculdade de Ciências - Universidade de Lisboa, 2005.
- Lysmer, John. Finite dynamic model for infinite media. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, pages 859–877, 1969.
- Manual, ANSYS User?s. *Ansys - Material Reference*, 2000.
- Marangon, M. *Parâmetros dos Solos para Cálculo de Fundações*. Universidade Federal de Juiz de Fora - Departamento de transporte e geotecnia, 2008.

- Miller, K., Joldes, G., Lance, D. e Wittek, A. Total lagrangian explicit dynamics finite element algorithm for computing soft tissue deformation. *Communications in numerical methods in engineering*, 2007.
- Moreira, A. Métodos de dimensionamento de vias-férreas. Tese de Mestrado, Universidade do Minho - Escola de Engenharia, 2014.
- Mylonakis, G., Nikolaou, S. e Gazetas, G. Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2006.
- Pereira, O. *Introdução ao método dos elementos finitos na análise de problemas planos de elasticidade*. Instituto Superior Técnico, 2005.
- Design standards for railway structures and commentary*, 2012. Railway Technical Research Institute.
- Ramesh, M. *A nonlinear finite element approach to the analysis of lateral thermal and mechanical buckling of railroad tracks*. Tese de Doutorado, Clemson University, 1985.
- Remennikov, A. e Kaewunruen, S. Experimental investigation on dynamic railway sleeper/ballast interaction. *Experimental Mechanics*, 46(1):57–66, 2006.
- Ribeiro, V. Estudos sobre métodos não destrutivos de caracterização do comportamento dinâmico da viafêrrea com diversos tipos de fundação. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2015.
- Rollins, K., Evans, M., Diehl, N. e III, W. Daily. Shear modulus and damping relationships for gravels. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1998.
- Sadeghi, J. *Investigation of characteristics and modelling of railway track system*. Tese de Doutorado, University of Wollongong, 1997.
- Salim, M. *Deformation and degradation aspects of ballast and constitutive modelling under cyclic loading*. Tese de Doutorado, Faculty of Engineering, University of Wollongong, 2004.
- Salim, W. e Indraratna, B. A new elastoplastic constitutive model for coarse granular aggregates incorporating particle breakage. *Canadian Geotechnical Journal*, 2004.
- Samavedam, G., Blader, F. e Thomson, D. Safety of high speed ground transportation systems track - lateral shift: Fundamentals and state of the art review. *DOT/FRA/ORD-96/03*, 1996.
- Samtani, N. e Nowatzki, E. *Soils and foundations -Reference Manual*. U.S. Department of Transportation- Federal Highway Administration - Publication nº FHWA NHI-06-089, 2006.

- Santos, J. *Rigidez dos Solos em Estados de Pré-Rotura*. Instituto Superior Técnico, 2002.
- Siew, S., Mirza, O. e Kaewunruen, S. Nonlinear finite element modelling of railway turnout system considering bearer/sleeper-ballast interaction. *Journal of Structures*, 2015, 2015.
- Simulia, D. *ABAQUS 6.11 analysis user's manual, Vol.3-Materials*, 2011.
- Suiker, A., Selig, E. e Frenkel, R. Static and cyclic triaxial testing of ballast and subballast. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 2005.
- Taciroglu, E. *Constitutive modeling of the resilient response of granular solids*. Tese de Doutorado, University of Illinois at Urbana-Champaign, 1995.
- Timoshenko, S. e Goodier, J. *Theory of Elasticity (3rd) McGraw-Hill*. McGraw-Hill Higher Education, 3ª edição, 1970.
- Van, M.A. *Stability of continuous welded rail track*. Delft University Press, 1997. ISBN 9789040714856.
- Van't Zand, J. J. e Moraal. Ballast resistance under three dimensional loading. *ERRI D*, 202, 1997.
- Varandas, J. Modelação da excitação dinâmica superficial do subsolo - aplicação à análise espectral de ondas de superfície. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 2005.
- Varandas, J. *Long-term behaviour of railway transitions under dynamic loading application to soft soil sites*. Tese de Doutorado, Universidade Nova de Lisboa- Faculdade de Ciências e Tecnologias, 2013.
- Vucetic, M. Cyclic threshold shear strains in soils. *Journal of Geotechnical engineering*, 1994.
- Vucetic, M. e Dobry, R. Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of geotechnical engineering*, 1991.
- Zakeri, J. *Lateral resistance of railway track*. INTECH Open Access Publisher, 2012.
- Zakeri, J. e Fattahi, M. M.and Ghanimoghadam. Influence of unsupported and partially supported sleepers on dynamic responses of train-track interaction. *Journal of Mechanical Science and Technology*, 29(6):2289–2295, 2015.
- ZHAI, W. Two simple fast integration methods for large-scale dynamic problems in engineering. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 1996.
- Zienkiewicz, O. *The finite element method*, volume 3. McGraw-hill London, 1977.