

# **ESTABILIDADE ESTRUTURAL DA VIA FERROVIÁRIA**

**JOEL FILIPE COSTA VIEIRA DE CARVALHO**

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

---

Orientador: Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado

JUNHO DE 2010

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

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

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

A meus Pais

*O importante é não parar de questionar*

*Albert Einstein*



## **AGRADECIMENTOS**

Embora uma dissertação se trate de um trabalho individual, há contributos de natureza diversa que não devem nem podem deixar de ser realçados. Por essa razão desejo expressar o meu reconhecimento e gratidão a todos aqueles que me ajudaram ao longo deste trabalho e do meu percurso académico.

Ao Professor Raimundo Delgado por toda a sua orientação e ensinamentos que me proporcionou ao longo deste ano. A sua simpatia e boa disposição tornaram-se sempre num estímulo para a realização deste trabalho.

À Joana Delgado por todo o seu tempo dispendido a ajudar-me a ultrapassar os problemas que iam surgindo no ANSYS, nos caminhos a seguir em cada uma das etapas do trabalho e pela disponibilidade que sempre demonstrou.

Aos meus pais por todo o apoio, dedicação e paciência que sempre demonstraram durante toda a minha vida e por todas as possibilidades que me proporcionaram.

A todos os meus colegas e amigos pelos bons momentos passados juntos a nível académico e pessoal. Em especial ao Miguel, Francisco e Pedro por toda a amizade demonstrada. Ao Alberto pelo caminho árduo que partilhamos neste último ano do curso e por todas as opiniões e conselhos dados.

Por fim, um agradecimento muito especial à Maria por todo o amor e carinho que me deu e que se transformaram em força e motivação para continuar a trabalhar.



## **RESUMO**

Este trabalho foi desenvolvido com o intuito de analisar a estabilidade estrutural da via ferroviária composta por barras longas soldadas (BLS). A utilização do sistema de BLS é cada vez mais comum e assume particular importância quando se trata de linhas ferroviárias de alta velocidade. Como os deslocamentos longitudinais dos carris estão restringidos nos apoios das vias de BLS, um aumento considerável da temperatura provoca esforços de compressão que podem levar à encurvadura.

Para a concretização dos objectivos o trabalho envolveu a compreensão e conhecimento dos seguintes aspectos: noção de temperatura de encurvadura, temperatura de segurança e temperatura neutra; problemática dos efeitos de segunda ordem em estruturas com cargas térmicas; métodos numéricos de análise não linear; modelação com elementos finitos dos diversos componentes da via-férrea; comportamento pré e pós-encurvadura da via; e sensibilidade das temperaturas de encurvadura e de segurança face aos restantes parâmetros da modelação.

No presente estudo foram considerados modelos tridimensionais de elementos finitos desenvolvidos com o ANSYS. Devido às imperfeições laterais da via e ao comportamento não linear do balastro é necessário utilizar métodos de análise não linear. O principal objectivo das análises é obter a temperatura de encurvadura, a temperatura de segurança, as deformadas e os esforços. A validação dos resultados é efectuada por uma série de comparações com outros estudos baseados em modelos similares.

Os métodos de análise não linear disponíveis no ANSYS são previamente testados em problemas mais simples, que servem também para se compreender melhor o fenómeno da encurvadura da via. Posteriormente são modelados e calibrados os diversos componentes da via, nomeadamente os carris, as travessas, as palmilhas, o balastro, as imperfeições e as acções térmicas.

Procede-se, ainda, à realização de uma análise de sensibilidade da temperatura de encurvadura e da temperatura de segurança, variando alguns dos principais parâmetros da modelação.

**PALAVRAS-CHAVE:** barras longas soldadas, estabilidade da via-férrea, análise não linear, carris, alta velocidade.



## **ABSTRACT**

This work was developed with the aim of analyzing the structural stability of continuous welded rail track (CWR). The use of CWR is increasingly common and is particularly important when it comes to high-speed rail lines. As the longitudinal displacements are restricted at the supports of CWR tracks, a considerable rise in temperature causes compressive stresses in the rails that can lead to track buckling.

To accomplish the objectives the work involved the understanding and knowledge of the following points: the concept of buckling temperature, safe temperature and neutral temperature; the problem of second-order effects in structures with thermal loads; numerical methods of nonlinear analysis; modeling of the various components of the CWR track with finite elements; pre and post-buckling behavior of the CWR track; and the sensitivity of the buckling and safe temperature compared to other modeling parameters.

In the present study were considered three-dimensional models developed with finite elements in ANSYS. Due to the track lateral misalignments and the nonlinear behavior of the ballast is necessary to use methods of nonlinear analysis. The main objective of the analysis is to obtain the buckling temperature, the safe temperature, the buckled shape and longitudinal forces. The validation of results is carried out by a series of comparative analysis with other studies of similar models.

The methods of nonlinear analysis available in ANSYS are previously tested in simpler problems, which also serves to understand better the phenomenon of track buckling. Subsequently are modeled and calibrated the various components of the track, including rails, sleepers, pad-fastener system, ballast, misalignments and thermal loads.

It is necessary, yet, to conduct a sensitivity analysis of the buckling temperature sensitivity and of the safe temperature, with regard to the key parameters of the models.

**KEYWORDS:** continuous welded rail, track stability, nonlinear analysis, rails, high-speed railways.



## ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS .....	i
RESUMO .....	iii
ABSTRACT .....	v
<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	1
1.2. OBJECTIVOS .....	3
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO .....	3
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>5</b>
2.1. INTRODUÇÃO .....	5
2.2. ESTUDOS DE ESTABILIDADE .....	7
2.3. MEDIÇÃO DA RESISTÊNCIA DO BALASTRO .....	9
2.4. QUAL A TEMPERATURA ADMISSÍVEL? .....	10
<b>3. MÉTODOS DE ANÁLISE NÃO LINEAR E O PROBLEMA DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM .....</b>	<b>15</b>
3.1. INTRODUÇÃO .....	15
3.2. MÉTODOS INCREMENTAIS-ITERATIVOS DE ANÁLISE NÃO LINEAR .....	16
3.2.1. MÉTODO DE NEWTON-RAPHSON .....	18
3.2.2. MÉTODO DE CONTROLO DOS DESLOCAMENTOS .....	18
3.2.3. MÉTODO DE CONTROLO DO COMPRIMENTO DE ARCO CONSTANTE ( <i>ARC-LENGTH</i> ) .....	19
3.2.4. MÉTODOS DISPONÍVEIS NO ANSYS .....	20
3.3. ESTUDO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM .....	22
3.3.1. CARGA (VARIAÇÃO DE TEMPERATURA) CRÍTICA DE EULER .....	22
3.3.2. VIGA EM FUNDAÇÃO ELASTO-PLÁSTICA (SIMULADA POR UMA MOLA) .....	23
3.3.2.1. Viga sujeita a uma força de compressão $P$ .....	24
3.3.2.2. Viga sujeita a uma variação de temperatura $\Delta T$ .....	25
3.3.3. VIGA EM FUNDAÇÃO ELASTO-PLÁSTICA (SIMULADA POR TRÊS MOLAS) .....	27
3.3.3.1. Viga sujeita a uma força de compressão $P$ .....	28
3.3.3.2. Viga sujeita a uma variação de temperatura $\Delta T$ .....	29

3.3.4. COMPORTAMENTO SNAP-THROUGH.....	31
3.3.4.1. Viga em arco simplesmente apoiada .....	31
3.3.4.2. Treliza plana .....	33
<b>3.4. CONCLUSÕES.....</b>	<b>34</b>
<b>4. MODELAÇÃO DA VIA .....</b>	<b>35</b>
<b>4.1. MODELO TRIDIMENSIONAL.....</b>	<b>35</b>
<b>4.2. CARRIS .....</b>	<b>37</b>
<b>4.3. TRAVESSAS .....</b>	<b>38</b>
<b>4.4. SISTEMA DE FIXAÇÃO .....</b>	<b>39</b>
<b>4.5. BALASTRO .....</b>	<b>40</b>
4.5.1. RESISTÊNCIA LATERAL.....	40
4.5.2. RESISTÊNCIA LONGITUDINAL .....	43
4.5.3. RIGIDEZ VERTICAL .....	44
<b>4.6. IMPERFEIÇÕES.....</b>	<b>44</b>
<b>4.7. CARGAS.....</b>	<b>46</b>
4.7.1. DEVIDO À PASSAGEM DOS COMBOIOS .....	46
4.7.1.1. Forças verticais.....	47
4.7.1.2. Forças laterais .....	47
4.7.1.3. Forças longitudinais.....	48
4.7.2. TÉRMICAS.....	49
<b>5. ENCURVADURA LATERAL DA VIA.....</b>	<b>51</b>
<b>5.1. DEFINIÇÃO DOS MODELOS.....</b>	<b>51</b>
<b>5.2. RESULTADOS .....</b>	<b>55</b>
5.2.1. METODOLOGIA PROPOSTA .....	55
5.2.2. COMPARAÇÃO DOS MODELOS .....	58
5.2.3. ESFORÇOS NOS MODELOS B1 E B2.....	65
<b>5.3. ANÁLISE PARAMÉTRICA.....</b>	<b>70</b>
5.3.1. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ TORSIONAL DAS PALMILHAS .....	70
5.3.2. INFLUÊNCIA DA AMPLITUDE DAS IMPERFEIÇÕES .....	72
5.3.3. INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO ABRANGIDO PELAS IMPERFEIÇÕES.....	73
<b>5.4. CONCLUSÕES.....</b>	<b>75</b>

<b>6. CONCLUSÕES</b> .....	77
6.1. CONCLUSÕES GERAIS .....	77
6.2. SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	79
<b>BIBLIOGRAFIA</b> .....	81



## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 – Exemplos de encurvadura lateral da via férrea (VNTSC, 2003).....	2
Fig. 2.1 - Parte de trás do comboio e os carris deformados (Rail Accident Investigation Branch, 2010, p. 7) .....	6
Fig. 2.2 - Parte da frente do comboio e o pormenor do limpa neves sobre os carris (Rail Accident Investigation Branch, 2010, p. 12).....	6
Fig. 2.3 - Esquema do modelo de viga (Lim, N.H. [et al.], 2003) .....	7
Fig. 2.4 - Esquema do modelo carril-travessa (Lim, N.H. [et al.], 2003) .....	7
Fig. 2.5 – Curvas temperatura-deslocamento lateral de pós-encurvadura (Kerr, A.D., 1978) .....	8
Fig. 2.6 – Esquema do equipamento de arranque do ensaio STPT (Hunt, G. and Yu, Z., 1998) .....	9
Fig. 2.7 – Equipamento de arranque do ensaio STPT (Hunt, G. and Yu, Z., 1998) .....	10
Fig. 2.8 – Deslocamento lateral da via em função do aumento de temperatura (Esveld, C., 2001, p. 199) .....	10
Fig. 2.9 – Encurvadura progressiva (ERRI Specialists' Committee D 202, 1999a, p. 5).....	11
Fig. 2.10 – Esquema do conceito de energia de encurvadura (Esveld, C., 2001, p. 200) .....	12
Fig. 2.11 – Cálculo da temperatura admissível (ERRI Specialists' Committee D 202, 1999b, p. 63) ...	13
Fig. 3.1 – Barra apoiada na base com uma mola de rotação (McGuire, W. [et al.], 2000).....	15
Fig. 3.2 – Esquema das iterações do incremento $i$ (McGuire, W. [et al.], 2000) .....	17
Fig. 3.3 – Método de Newton-Raphson (McGuire, W. [et al.], 2000) .....	18
Fig. 3.4 – Método de controlo dos deslocamentos (McGuire, W. [et al.], 2000).....	19
Fig. 3.5 – Método de controlo do comprimento de arco (McGuire, W. [et al.], 2000) .....	20
Fig. 3.6 – Modelos A e B sujeitos a variação de temperatura ou força de compressão, respectivamente .....	22
Fig. 3.7 – Síntese dos resultados da análise à encurvadura .....	23
Fig. 3.8 - Viga sujeita a força de compressão $P$ ou variação de temperatura $\Delta T$ .....	23
Fig. 3.9 – Curva força-deslocamento da mola $K$ .....	24
Fig. 3.10 – Curvas $P$ -deslocamento lateral para diferentes valores de $W_p$ e sem mola .....	24
Fig. 3.11 – Deformadas para $W_p = 3$ mm .....	25
Fig. 3.12 – Curvas temperatura-deslocamento lateral para diferentes valores de $W_p$ e sem mola .....	26
Fig. 3.13 – Curvas temperatura-reacção horizontal para diferentes valores de $W_p$ e sem mola.....	27
Fig. 3.14 – Deformada em pós-encurvadura .....	27
Fig. 3.15 – Viga sujeita a força de compressão $P$ ou variação de temperatura $\Delta T$ .....	28
Fig. 3.16 – Curvas $P$ -deslocamento lateral para diferentes valores de $W_p$ e sem molas .....	28
Fig. 3.17 – Curvas temperatura-deslocamento lateral para diferentes valores de $W_p$ e sem molas ....	29

Fig. 3.18 – Curvas temperatura-reacção horizontal para diferentes valores de $W_p$ e sem molas .....	30
Fig. 3.19 – Deformada da viga para $T = 216\text{ }^\circ\text{C}$ e $T = 226\text{ }^\circ\text{C}$ .....	30
Fig. 3.20 – Viga em arco (Van, M.A., 1997, p. 39) .....	31
Fig. 3.21 – Curva F-deslocamento vertical .....	32
Fig. 3.22 – Curva F-Reacção horizontal .....	32
Fig. 3.23 – Treliza plana de um grau de liberdade (Ghali, A. [et al.], 2003, p. 717) .....	33
Fig. 3.24 – Curva F-D, comparação entre arc-length e nonlinear stabilization .....	33
Fig. 4.1 – A via e o balastro no plano vertical (Lim, N.H. [et al.], 2003) .....	35
Fig. 4.2 – Corte transversal do modelo tridimensional da via (Lim, N.H. [et al.], 2008) .....	36
Fig. 4.3 – Técnica de offset aplicada ao modelo da via (Lim, N.H. [et al.], 2003) .....	36
Fig. 4.4 – Barra encastrada com deslocamento $\delta$ quando sujeita a carga $P$ .....	38
Fig. 4.5 – Palmilha fixa por pregos ou grampos .....	39
Fig. 4.6 – Palmilha fixa por cliques .....	39
Fig. 4.7 – Resultados de ensaios à rigidez torsional das palmilhas (Samavedam, G. [et al.], 1993) ...	39
Fig. 4.8 – Componentes da resistência lateral do balastro .....	40
Fig. 4.9 – Curvas da resistência lateral do balastro obtidas com o ensaio STPT (Samavedam, G. [et al.], 1993) .....	41
Fig. 4.10 – Curva típica da resistência lateral do balastro (Zand, J. and Moraal, J., 1997) .....	41
Fig. 4.11 – Curva elasto-plástica bilinear .....	42
Fig. 4.12 – Curva com softening .....	42
Fig. 4.13 – Curva força-deslocamento das molas da resistência lateral do balastro (Lim, N.H. [et al.], 2003) .....	42
Fig. 4.14 – Variação de $F_p$ devido a $F_v$ - hipótese 1 (Esveld, C., 2001, p. 190) .....	43
Fig. 4.15 – Variação de $F_p$ devido a $F_v$ - hipótese 2 (Esveld, C., 2001, p. 190) .....	43
Fig. 4.16 – Resultados de ensaios à resistência longitudinal do balastro (Samavedam, G. [et al.], 1993) .....	43
Fig. 4.17 – Deformação vertical devido a quatro eixos de carga .....	44
Fig. 4.18 – Tipo de imperfeição a incorporar no modelo (Lim, N.H. [et al.], 2008) .....	45
Fig. 4.19 – Notação e dimensões específicas da via dadas no Eurocódigo 1 (2003) .....	46
Fig. 4.20 – Modelo de carga 71 e valores característicos das cargas verticais dados no Eurocódigo 1 (2003) .....	47
Fig. 4.21 – Factor $f$ para o modelo de carga 71 e SW/0 dado pelo Eurocódigo 1 (2003) .....	48
Fig. 4.22 – Travões <i>eddy current brakes</i> de um comboio de alta velocidade alemão (ICE3) .....	50
Fig. 5.1 – Vista em planta dos carris e orientação dos eixos .....	54
Fig. 5.2 – Corte longitudinal do modelo A (Lim, N.H. [et al.], 2003) .....	54

Fig. 5.3 – Corte longitudinal dos modelos B1 e B2 (Lim, N.H. [et al.], 2003) .....	54
Fig. 5.4 – Influência dos parâmetros da via em TB,MAX e TB,MIN (Van, M.A., 1997) .....	56
Fig. 5.5 – T versus $W_p$ (Van, M.A., 1997) .....	57
Fig. 5.6 – T versus deslocamento lateral para diferentes $W_p$ do modelo B1 .....	57
Fig. 5.7 – Construção da resposta plástica previsível da via .....	58
Fig. 5.8 – Curvas temperatura-deslocamento lateral no nó central do carril 2 do modelo A.....	59
Fig. 5.9 – Curvas temperatura-deslocamento lateral no nó central do carril 2 do modelo B1 .....	59
Fig. 5.10 – Curvas temperatura-deslocamento lateral no nó central do carril 2 do modelo B2.....	59
Fig. 5.11 – Curvas temperatura-deslocamento vertical no nó central do carril 2 do modelo A .....	60
Fig. 5.12 – Curvas temperatura-deslocamento vertical no nó central do carril 2 do modelo B1 .....	60
Fig. 5.13 – Curvas temperatura-deslocamento vertical no nó central do carril 2 do modelo B2 .....	60
Fig. 5.14 – Curvas temperatura-ângulo de torção no nó central do carril 2 do modelo A .....	61
Fig. 5.15 – Curvas temperatura-ângulo de torção no nó central do carril 2 do modelo B1 .....	61
Fig. 5.16 – Curvas temperatura-ângulo de torção no nó central do carril 2 do modelo B2 .....	61
Fig. 5.17 – Deformada da zona central (vista em planta) .....	63
Fig. 5.18 – Deformada da zona central (vista longitudinal).....	63
Fig. 5.19 – Deformada da travessa central (corte transversal).....	63
Fig. 5.20 – Deformada da travessa do início das imperfeições (corte transversal).....	63
Fig. 5.21 – Deformada da travessa central (planta).....	63
Fig. 5.22 – Deformada da zona central, vista em planta (Lim, N.H. [et al.], 2003) .....	64
Fig. 5.23 – Deformada da zona central, vista longitudinal (Lim, N.H. [et al.], 2003).....	64
Fig. 5.24 – Deformada das travessas, corte transversal (Lim, N.H. [et al.], 2003) .....	64
Fig. 5.25 – Deformada das travessas, vista em planta (Lim, N.H. [et al.], 2003) .....	64
Fig. 5.26 – Força de compressão-deslocamento lateral no centro do carril 2.....	65
Fig. 5.27 – Temperatura-força de compressão no centro do modelo B1 .....	66
Fig. 5.28 – Distribuição da força de compressão do carril 2 para TB,MAX .....	67
Fig. 5.29 – Deslocamento longitudinal do carril 2 para TB,MAX .....	68
Fig. 5.30 – Temperatura- $M_z$ no centro do modelo B1 .....	68
Fig. 5.31 – Temperatura- $M_y$ no centro do modelo B1 .....	69
Fig. 5.32 – T versus rigidez torsional das palmilhas .....	71
Fig. 5.33 – T versus rigidez torsional das palmilhas (Van, M.A., 1997, p. 123).....	71
Fig. 5.34 – T versus amplitude máxima das imperfeições .....	72
Fig. 5.35 – T versus amplitude máxima das imperfeições (Van, M.A., 1997, p. 123) .....	73

Fig. 5.36 – T versus comprimento abrangido pelas imperfeições..... 74  
Fig. 5.37 – T versus comprimento abrangido pelas imperfeições (Van, M.A., 1997, p. 123) ..... 74

**ÍNDICE DE QUADROS**

Quadro 2.1 – Temperatura máxima admissível em função de $T_{B,MAX}$ e $T_{B,MIN}$ .....	12
Quadro 3.1 – Comparação do nonlinear stabilization com o arc-length.....	21
Quadro 3.2 – Propriedades da secção da viga.....	23
Quadro 4.1 – Propriedades das secções de carris correntes (Van, M.A., 1997, p. 59).....	37
Quadro 4.2 – Estimativa das deformações por corte.....	38
Quadro 4.3 – Causas dos desalinhamentos da via.....	45
Quadro 5.1 – Parâmetros da via.....	52
Quadro 5.2 – Propriedades do carril RE132.....	53
Quadro 5.3 – Propriedades da travessa.....	53
Quadro 5.4 – Propriedades das palmilhas de dois fixadores.....	53
Quadro 5.5 – Descrição dos modelos.....	54
Quadro 5.6 – Comparação dos valores de temperatura de encurvadura e de segurança.....	62
Quadro 5.7 – Força de compressão máxima no centro da via, comparação entre os diferentes modelos.....	66



## SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A - área

E - módulo de elasticidade

{F} - vector das forças nodais do elemento

$F_b$  - força de atrito na base da travessa

$F_c$  - força da banqueteta

FI - força correspondente à resistência limite do balastro

$F_p$  - força de pico, associada à cedência do balastro

$F_s$  - força de atrito nas faces laterais da travessa

$F_w^{**}$  - força do vento

f - factor redutor da força centrífuga

G - módulo de distorção

$h_t$  - altura da força centrífuga em relação à superfície de rolamento

$h_w$  - altura da força do vento em relação à superfície de rolamento

I - momento de inércia

$I_y$  - momento de inércia segundo o eixo y

$I_z$  - momento de inércia segundo o eixo z

[K] - matriz de rigidez global

L - comprimento do elemento

$L_f$  - comprimento de influência da parte carregada de uma via em curva

$M_y$  - momento flector em relação ao eixo y

$M_z$  - momento flector em relação ao eixo z

N - esforço axial

{P} - vector das forças nodais externas aplicadas

$P_{cr}$  - carga crítica de Euler

$Q_{ia}$  - força de arranque

$Q_{ib}$  - força de frenagem

$Q_s$  - força de lacete

$Q_t$  - força centrífuga

$Q_v$  - carga por eixo vertical

{R} - vector das forças não equilibradas

r - raio da curva

s - bitola

T - temperatura

$T_0$  - temperatura neutra

$T_{ALL}$  - temperatura máxima admissível

$T_{B,MAX}$  - temperatura de encurvadura

$T_{B,MIN}$  - temperatura de segurança

u – nivelamento transversal, distância vertical entre a superfície superior dos dois carris num determinado local ao longo da via; deslocamento

V - velocidade máxima da via

W,  $\Delta$  - deslocamento

WI - deslocamento correspondente ao limite da resistência do balastro

Wp - deslocamento para a força de pico, associado à cedência do balastro

{ $\Delta$ } - vector dos deslocamentos nodais

$\Delta T$  - variação da temperatura

$\delta$  - deslocamento; amplitude das imperfeições laterais

$\alpha$  - coeficiente de dilatação térmica linear; factor de classificação das cargas ferroviárias

$\lambda$  - razão de carga; comprimento das imperfeições laterais da via, correspondente a metade do comprimento de onda de uma função seno

BLS - Barras Longas Soldadas

ERRI - European Rail Research Institute

HSLM - High Speed Load Model

PF - Pad-Fastener (palmilha)





# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Com o aumento da utilização de barras longas soldadas (BLS) nas linhas ferroviárias, o número de descarrilamentos associados aos fenómenos de encurvadura da via têm aumentado. No entanto, esta solução acarreta diversas vantagens a nível da manutenção da via e do conforto dos passageiros, muito importante em linhas ferroviárias de alta velocidade.

As barras longas soldadas são normalmente instaladas em dias de verão, de tal forma que a temperatura neutra seja relativamente alta. Consequentemente temperaturas inferiores à neutra provocam esforços de tracção e temperaturas superiores provocam esforços de compressão.

Descontinuidades no apoio longitudinal da via, como passagens de nível e pontes, podem provocar forças longitudinais adicionais nos carris. Se numa ponte a continuidade dos carris for além dos encontros, isto é, não existirem juntas, as forças longitudinais que se geram nos carris sobre o vão da ponte são parcialmente absorvidas pela estrutura da ponte através do balastro. Além disso, quando o tabuleiro da ponte restringe os movimentos dos carris, qualquer diferença de temperatura entre os carris e o tabuleiro ou movimento relativo do tabuleiro provoca esforços longitudinais. A temperatura dos carris não é constante na direcção longitudinal da via, principalmente se existirem zonas em sombra como túneis, provocando uma distribuição não constante da temperatura, esforços e movimentos longitudinais nos carris.

Temperaturas baixas que originam esforços de tracção podem provocar a ruptura frágil dos carris e a consequente separação, o que obriga a reparação da via. Esta reparação pode ser efectuada através de juntas provisórias que, posteriormente, são soldadas de forma a eliminar o espaço vazio deixado pela junta. Este procedimento envolve custos que devem ser evitados.

Em curva podem ocorrer deslocamentos radiais devido a forças centrífugas e à variação da temperatura. Para temperaturas elevadas a via tende a deslocar-se para o exterior da curva devido aos esforços de compressão, enquanto esforços de tracção obrigam a via a deslocar-se para o interior da curva.

Como a expansão dos carris está restringida em vias de barras longas soldadas, um aumento da temperatura considerável resulta em esforços de compressão elevados que podem provocar a encurvadura da via. A encurvadura começa a partir de pequenos desalinhamentos da via a que se podem seguir, num comprimento entre 10 a 20 metros, grandes deslocamentos laterais da via que podem ultrapassar os 50 cm, ver Fig. 1.1. As zonas adjacentes à parte da via afectada por encurvadura lateral também são afectadas por movimentos longitudinais e não devem ser ignoradas quando se procede à reparação.



Fig. 1.1 – Exemplos de encurvadura lateral da via-férrea (VNTSC, 2003)

A temperatura que provoca a encurvadura lateral da via é altamente influenciada pelos desalinhamentos laterais, que podem aumentar com a contínua passagem de comboios. Por esse motivo é importante controlar esses desalinhamentos com tolerâncias apertadas. A encurvadura também pode ocorrer na direcção vertical mas este modo é raro, pois os carris possuem uma rigidez vertical muito superior à rigidez horizontal, ocorrendo, por isso, a encurvadura da via geralmente na direcção lateral.

A variação da temperatura pode ser por si só suficiente para causar encurvadura, mas a passagem dos comboios pode agravar o risco do fenómeno acontecer. A frenagem e o arranque dos comboios originam forças de compressão adicionais que em conjunto com o aumento da temperatura podem provocar a encurvadura lateral da via.

Devido às cargas verticais a que a via é sujeita os carris deformam-se na direcção vertical, devendo essas deformações ser limitadas para evitar descarrilamentos. As cargas verticais também influenciam o comportamento do balastro. Devido ao atrito existente entre as travessas e o balastro o limite de cedência lateral e longitudinal do balastro aumenta com a presença de cargas verticais descendentes. Portanto, o comportamento do balastro é um parâmetro importante no dimensionamento da via.

Em pontes as cargas verticais causam a flexão do tabuleiro na direcção vertical, que provoca a sua rotação, a qual pode causar distúrbios no balastro e levar à sua descompactação ou esmagamento. Devido a este fenómeno deve assumir-se que o balastro apresenta uma menor resistência nos encontros da ponte.

Todos os tópicos mencionados são importantes e devem ser tidos em conta no dimensionamento e manutenção da via, sendo importante que existam ferramentas capazes de prever e controlar o comportamento da via para garantir a segurança à passagem de comboios.

## 1.2. OBJECTIVOS

O objectivo principal deste trabalho consiste no estudo da estabilidade estrutural da via quando sujeita a temperaturas elevadas. É também de especial interesse compreender como a força longitudinal instalada nos carris se relaciona com a variação da temperatura. Para isso é utilizado um programa de análise numérica de elementos finitos, o ANSYS, no qual são testados alguns modelos tridimensionais com os carris sujeitos a temperaturas elevadas. Os mesmos modelos já foram estudados por outros autores, existindo informação suficiente para validar os resultados.

Para a concretização dos objectivos o trabalho envolveu a compreensão e conhecimento dos seguintes aspectos:

- Noção de temperatura de encurvadura, temperatura de segurança e temperatura neutra e sua relação com a temperatura admissível no dimensionamento;
- Problemática dos efeitos de segunda ordem, com especial destaque para estruturas sujeitas a acções térmicas;
- Diferentes métodos numéricos de análise não linear geométrica e suas vantagens e desvantagens;
- Considerações e problemas associados à modelação com elementos finitos dos diversos componentes da via-férrea;
- Comportamento pré e pós-encurvadura dos modelos, avaliação da deformada e dos esforços e comparação com os resultados obtidos por outros autores;
- Sensibilidade das temperaturas de encurvadura e de segurança à variação de alguns parâmetros “chave” quanto à estabilidade da via;

Espera-se que o presente trabalho possa contribuir para uma melhor compreensão dos fenómenos de encurvadura em vias ferroviárias e ajudar a colmatar alguma falta de informação que existe na literatura.

## 1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho encontra-se dividido em seis capítulos, incluindo a presente introdução. De seguida é feita uma descrição global de cada um dos capítulos que se seguem à introdução.

No capítulo 2 é feito o ponto da situação quanto ao desenvolvimento nos últimos anos acerca da estabilidade da via-férrea, sendo descritos alguns dos principais estudos efectuados na área, dos quais é dada relevância às formas de medir e quantificar a resistência do balastro e aos métodos de cálculo da temperatura admissível.

No capítulo 3 é apresentada uma pequena introdução aos efeitos de segunda ordem. Segue-se uma exposição teórica de alguns métodos numéricos de análise não linear geométrica, onde é discutida a sua aplicabilidade à análise da resposta pós-encurvadura de estruturas. No ANSYS é possível obter o comportamento pós-encurvadura através de dois métodos: método de controlo do comprimento de arco ou método de Newton-Raphson com estabilizador, sendo feita uma comparação entre estas duas hipóteses, expondo vantagens e desvantagens. Posteriormente testa-se os métodos disponíveis nalguns problemas simples, de forma a verificar as suas capacidades.

No capítulo 4 é tratada a problemática associada à modelação dos diferentes componentes da via, nomeadamente os carris, as travessas, o sistema de fixação (incluindo as palmilhas) e o balastro.

Todos os componentes são importantes e tratados individualmente na modelação por elementos finitos. Depois refere-se que tipos de imperfeições e cargas são consideradas nos modelos. As imperfeições resultam dos desalinhamentos laterais da via e as cargas podem ser devido à passagem dos comboios ou à variação de temperatura, só se considerando nos modelos as cargas térmicas.

No capítulo 5 efectua-se uma descrição geral dos modelos a analisar quando expostos ao aumento da temperatura. Os principais resultados a recolher de cada modelo são: temperatura de encurvadura, temperatura de segurança, deformada da via e esforços em pré e pós-encurvadura. Estes resultados são comparados com os obtidos por modelos numéricos similares de outros autores, bem como alguns dados recolhidos em ensaios experimentais. Neste capítulo também se expõe a metodologia utilizada para a determinação da temperatura de segurança, com recurso ao método de Newton-Rapshon com estabilizador do ANSYS. Com o método de controlo do comprimento de arco não foi possível obter resultados e as possíveis razões para tal são explicadas pelos capítulos 3 e 5. Para completar o capítulo é apresentada uma análise de sensibilidade de alguns dos parâmetros envolvidos na modelação.

O capítulo 6 apresenta as conclusões mais importantes que surgem ao longo deste trabalho e ainda algumas sugestões para desenvolvimentos futuros.

# 2

## REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. INTRODUÇÃO

A maioria das linhas ferroviárias modernas é composta por barras longas soldadas (BLS), com as juntas separadas por alguns quilómetros. Devido ao diminuto número de juntas esta solução contribui para: diminuir os pontos fracos da via; garantir maior conforto a quem viaja de comboio; menor manutenção; e permitir que os comboios circulem a altas velocidades. Esta solução é mais económica do que unir os carris por juntas aparafusadas, os custos de instalação são superiores mas os custos de manutenção são inferiores se a via for bem dimensionada.

A primeira vez que se utilizaram barras longas soldadas em linhas ferroviárias foi na Alemanha entre 1924 e 1930, onde foram testadas várias secções e comprimentos de carris e os Caminhos de Ferro de Krefeld utilizaram o sistema em 7 quilómetros de via-férrea (Lonsdale, C.P., 1999, p. 2). Depois da Segunda Guerra Mundial o sistema de BLS desempenhou um importante papel na reconstrução das linhas ferroviárias alemãs. Nos Estados Unidos utilizou-se pela primeira vez barras longas soldadas em 1930 num túnel e, mais tarde, em 1933 utilizou-se o sistema num troço ferroviário ao ar livre. Em 1980 a solução estava aplicada a quase 130 mil quilómetros de via nos Estados Unidos (Lonsdale, C.P., 1999, p. 2).

Segundo dados da Volpe (VNTSC, 2003) entre 1998 e 2002, nos Estados Unidos, registou-se uma média de 38 descarrilamentos por ano. Em 2002 foi apresentado um prejuízo de 17 milhões de dólares devido aos danos provocados pelos descarrilamentos nesse ano. No Reino Unido registaram-se 445 problemas de encurvadura da via entre 2000 e 2009, dos quais seis resultaram em acidente por descarrilamento, felizmente sem vítimas mortais, segundo dados fornecidos pela Rail Accident Investigation Branch (2010, p. 41).

Na Fig. 2.1 está representado um acidente recente que ocorreu a 1 de Junho de 2009 em Cummersdale, perto da cidade de Carlisle no Reino Unido, onde as rodas da frente de um bogie de um comboio de passageiros descarrilaram. O comboio viajava a uma velocidade de 79 km/h e o maquinista conseguiu avistar a zona onde ocorreu a encurvadura a uma distância de cerca de 200 metros, não conseguindo frear a tempo o comboio descarrilou a uma velocidade de 38 km/h. Na Fig. 2.2 é visível como o limpa neves do bogie embateu nos carris devido ao descarrilamento.

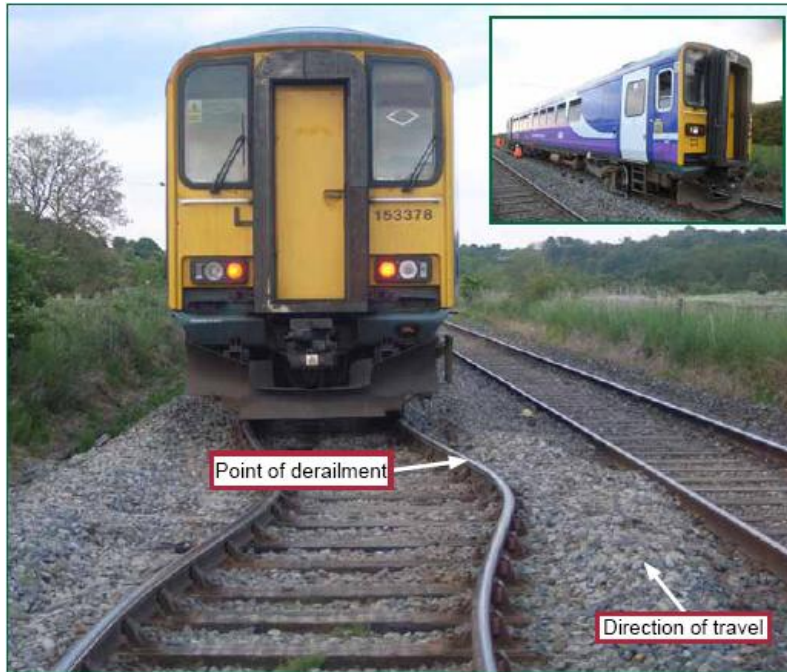


Fig. 2.1 – Parte de trás do comboio e os carris deformados (Rail Accident Investigation Branch, 2010, p. 7)



Fig. 2.2 – Parte da frente do comboio e o pormenor do limpa neves sobre os carris (Rail Accident Investigation Branch, 2010, p. 12)

Em Portugal espera-se que o projecto de alta velocidade que vai fazer ligação entre Espanha e o resto da Europa esteja concluído durante a presente década. Com a circulação de comboios a alta velocidade torna-se mais importante perceber e controlar o fenómeno da encurvadura lateral da via, para evitar acidentes que podem ser muito graves, sendo necessário fornecer aos engenheiros ferramentas para prever o comportamento da via e maximizar a sua segurança.

## 2.2. ESTUDOS DE ESTABILIDADE

Nos estudos à encurvadura da via, os modelos da via-férrea são geralmente divididos em dois tipos: modelo de viga (Fig. 2.3), onde a viga representa os dois carris, e modelo carril-travessa (Fig. 2.4).

Bijl (1964) utilizou o modelo de viga para estudar a estabilidade da via composta por BLS a partir de métodos de energia. Melo (1974) estudou a estabilidade da via tanto no plano vertical como no horizontal, incluindo as cargas devido à passagem de comboios em vias rectas e em curva. Kerr (1978) expôs os conceitos da região instável, na qual a via apresenta grandes deslocamentos laterais e, nas regiões adjacentes, onde as deformações são apenas axiais. Kerr aplicou e desenvolveu os seus conceitos utilizando um modelo de viga. No entanto, este modelo apresentava algumas limitações, já que não servia para simular travessas inexistentes, travessas ligadas aos carris de forma deficiente ou o efeito resultante do ataque ao balastro. Outra limitação deste modelo deve-se às equações e correspondentes cargas de encurvadura terem sido obtidas com base em deformadas previamente assumidas para a região instável.

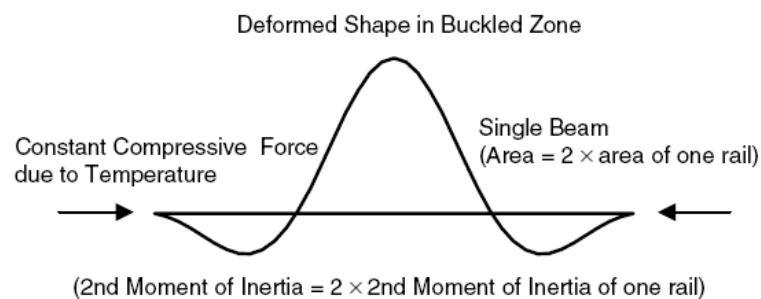


Fig. 2.3 - Esquema do modelo de viga (Lim, N.H. [et al.], 2003)

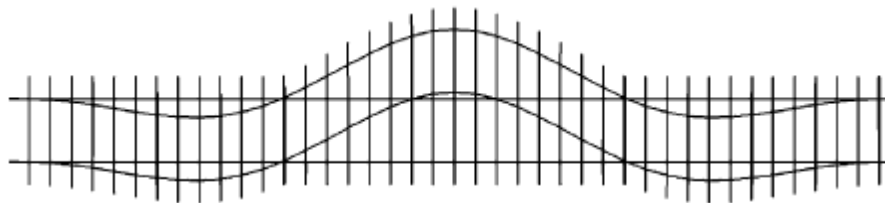


Fig. 2.4 - Esquema do modelo carril-travessa (Lim, N.H. [et al.], 2003)

Os trabalhos de Kerr (1978) centralizam-se em conseguir obter curvas temperatura-deslocamento lateral correspondentes à resposta plástica da via, ou seja, em pós-encurvadura. O ponto mínimo dessas curvas corresponde à temperatura de segurança. Na Fig. 2.5 está representada uma curva, a título de exemplo, onde o eixo vertical corresponde ao aumento de temperatura e o eixo horizontal ao deslocamento lateral. O autor chega ainda à conclusão que as imperfeições da via influenciam muito pouco o valor da temperatura de segurança e afectam principalmente a temperatura de encurvadura.

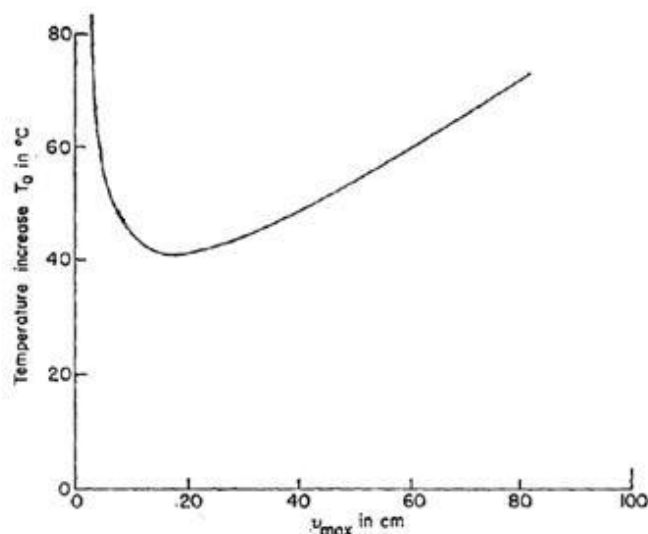


Fig. 2.5 – Curvas temperatura-deslocamento lateral de pós-encurvadura (Kerr, A.D., 1978)

Kish et al. (1982) e Samavedam et al. (1979, 1993) publicaram uma série de artigos sobre a instabilidade da via usando o modelo de viga. No entanto, o modelo continuava a apresentar limitações, não se podendo considerar eventuais distribuições não uniformes da resistência do balastro ao longo da via, travessas inexistentes, irregularidades na bitola e diferenças na temperatura neutra dos dois carris. Hengstum e Esveld (1988) estudaram a estabilidade da via com curvas de pequeno raio utilizando elementos finitos associados a um modelo de viga. El-Ghazaly et al. (1991) aplicaram uma secção tridimensional num modelo de viga e estudaram a sua estabilidade utilizando também elementos finitos. Mas, por simplificação, a resistência do balastro e a rigidez das palmilhas são constantes e os autores apenas investigaram as cargas de encurvadura num único carril sujeito a um determinado carregamento. Van (1997) efectuou um estudo paramétrico utilizando o modelo de Kish, contudo, o modelo continuava a apresentar as limitações já referidas. No seu trabalho também deu importância à problemática associada à modelação dos componentes da via, como as resistências lateral e longitudinal do balastro. Das suas análises de sensibilidade concluiu que a força lateral exercida pelo balastro e o raio da curva (caso exista) podem influenciar muito a temperatura de segurança.

Jackson et al. (1988) e Ramesh (1985) desenvolveram um modelo carril-travessa bidimensional para um estudo de estabilidade. Este modelo também tinha limitações: era um modelo 2-D e não tinha em consideração a rigidez vertical do balastro; ambos os carris tinham de ter as mesmas propriedades; e a rigidez longitudinal das palmilhas e a distribuição irregular da resistência do balastro eram ignorados.

Lim et al. (2003) desenvolveram um modelo carril-travessa tridimensional com BLS e um programa próprio de elementos finitos para efectuar uma análise não linear do modelo. Neste modelo foram considerados os dois carris, a rigidez das palmilhas, a não linearidade material do balastro, e eventuais imperfeições na via. Nesse estudo os autores concluíram que os modelos bidimensionais sobrestimam a estabilidade das vias e que o problema de encurvadura da via é realmente tridimensional. Grissom e Kerr (2006) estudaram uma solução analítica do modelo carril-travessa, apresentando uma melhoria da solução proposta por Kerr (1978), com o objectivo de representar a resposta plástica da via no plano horizontal e determinar qual a temperatura máxima admissível em cada caso. Mais recentemente, Lim et al. (2008) fizeram um estudo paramétrico com um modelo carril-travessa tridimensional com diferentes tipos de imperfeições, características do balastro e comprimentos da via.

### 2.3. MEDIÇÃO DA RESISTÊNCIA DO BALASTRO

A resistência do balastro é um dos parâmetros mais importantes nas modelações, sendo necessário caracterizá-lo de forma correcta. Na década de 90, a European Rail Research Institute (ERRI) elaborou uma série de relatórios com resultados de medições à resistência do balastro em diferentes situações (Hunt, G. and Yu, Z., 1998, Reinecke, M. [et al.], 1997, Zand, J. and Moraal, J., 1997). A ERRI Specialists' Committee D 202 (1999a) também efectuou estudos de análises paramétricas e de sensibilidade de vários modelos da via, em recta e em curva, utilizando o programa CWERRI. Segundo a ERRI Specialists' Committee D 202 (1999b) existem vários métodos de ensaio da resistência lateral da via através de testes mecânicos utilizando uma ou múltiplas travessas. O teste de arranque de uma única travessa (STPT), ver Fig. 2.6 e 2.7, é aquele que é comumente aceite na Europa e nos Estados Unidos no seio da comunidade científica.

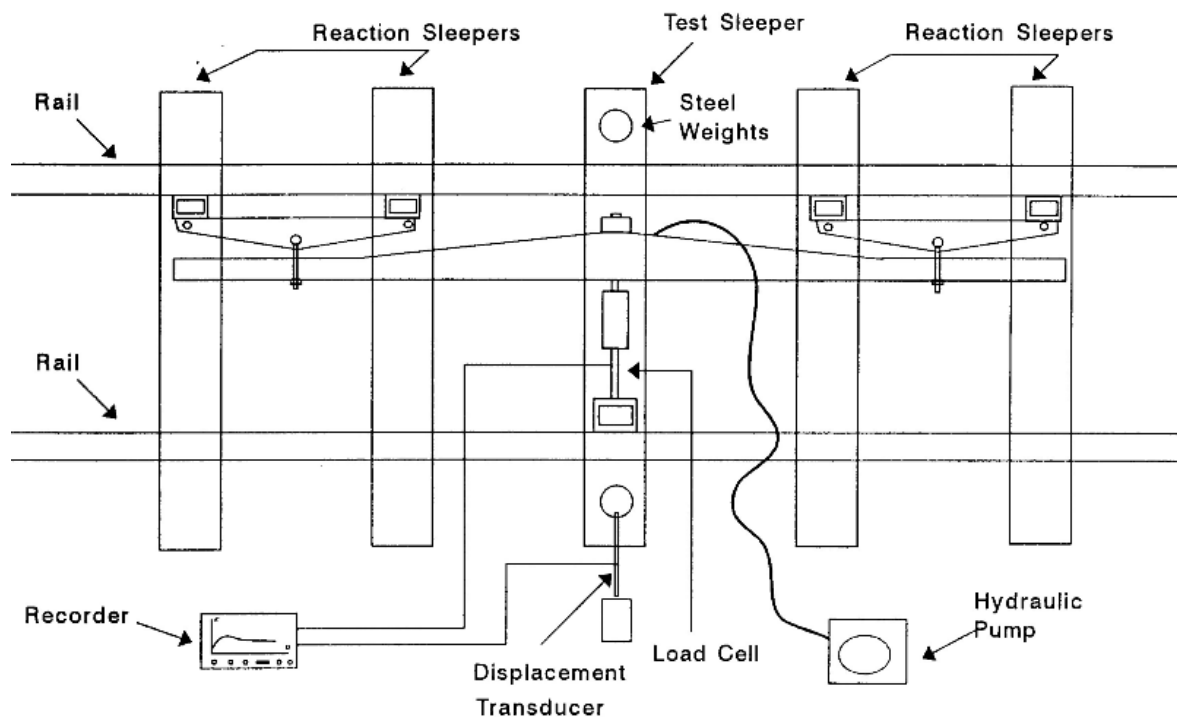


Fig. 2.6 – Esquema do equipamento de arranque do ensaio STPT (Hunt, G. and Yu, Z., 1998)



Fig. 2.7 – Equipamento de arranque do ensaio STPT (Hunt, G. and Yu, Z., 1998)

#### 2.4. QUAL A TEMPERATURA ADMISSÍVEL?

Actualmente, pensa-se que o fenómeno de instabilidade da via está associado a uma interacção complexa entre modos verticais, laterais e torsionais. Para simplificar a análise, a maior parte dos estudos cingem-se apenas ao plano vertical ou ao plano horizontal. Isto porque, geralmente, apenas um modo de encurvadura, vertical ou horizontal, é dominante na deformada final. A resposta típica da estrutura da via sujeita a um aumento de temperatura pode ser descrita por três temperaturas diferentes: temperatura neutra ( $T_0$ ), temperatura de encurvadura ( $T_{B,MAX}$ ) e temperatura de segurança ( $T_{B,MIN}$ ).  $T_0$  corresponde à temperatura para a qual a tensão axial instalada nos carris é nula. A resposta típica está esquematizada na Fig. 2.8.

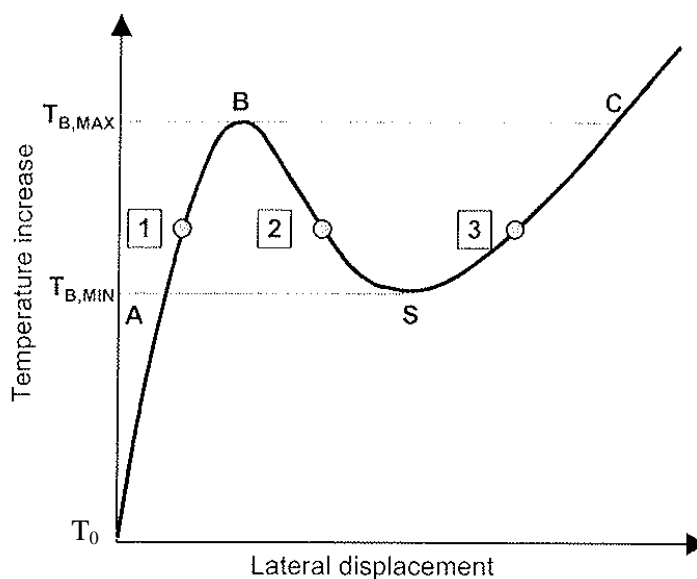


Fig. 2.8 – Deslocamento lateral da via em função do aumento de temperatura (Esveld, C., 2001, p. 199)

A curva da Fig. 2.8 pode ser dividida em três tramos, AB (tramo 1) e SC (tramo 3) representam configurações de equilíbrio estáveis e o tramo BS (tramo 2) representa uma configuração de equilíbrio instável. A figura representa, portanto, todas as configurações de equilíbrio teoricamente possíveis. O ponto B representa o aumento da temperatura acima da temperatura neutra para o qual a estrutura da via deixa de ser estável. Neste ponto, a estrutura “salta” de forma brusca para a configuração do tramo SC. Este fenómeno, em que para uma diminuição da carga (temperatura) as deformações continuam a crescer, denomina-se por *snap-through*. O ponto S corresponde ao aumento de temperatura em que não existe risco de encurvadura. Portanto, é seguro expor os carris a qualquer aumento de temperatura menor que o ponto S, sem existir risco de instabilidade.

Para um aumento de temperatura acima de  $T_{B,MIN}$ , situado no tramo 1, a estrutura pode entrar em encurvadura, mesmo não atingindo  $T_{B,MAX}$ , se for fornecida energia suficiente (como forças laterais devido à passagem do comboio). Noutros casos, pode não existir  $T_{B,MAX}$  se a resistência lateral for insuficiente. Quando  $T_{B,MAX}$  é menor que  $T_{B,MIN}$  está-se perante um caso de encurvadura progressiva (progressive buckling), que é ilustrado pela Fig. 2.9.

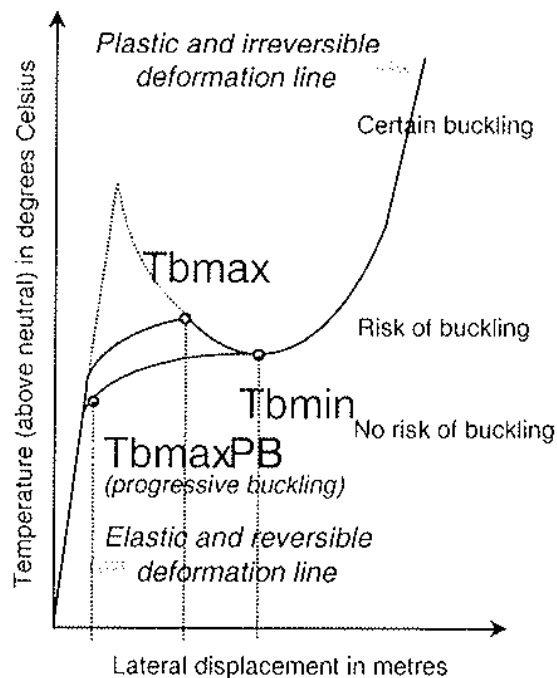


Fig. 2.9 – Encurvadura progressiva (ERRI Specialists' Committee D 202, 1999a, p. 5)

Para efeitos de dimensionamento Esveld (2001, p. 199) refere duas formas de calcular a temperatura máxima admissível ( $T_{ALL}$ ). A primeira passa por considerar  $T_{ALL}$  igual a  $T_{B,MIN}$ . A segunda passa por admitir uma temperatura um pouco superior a  $T_{B,MIN}$ , correspondente a 50% da energia necessária para provocar instabilidade quando é atingido o valor de  $T_{B,MIN}$ , como mostra a Fig. 2.10.

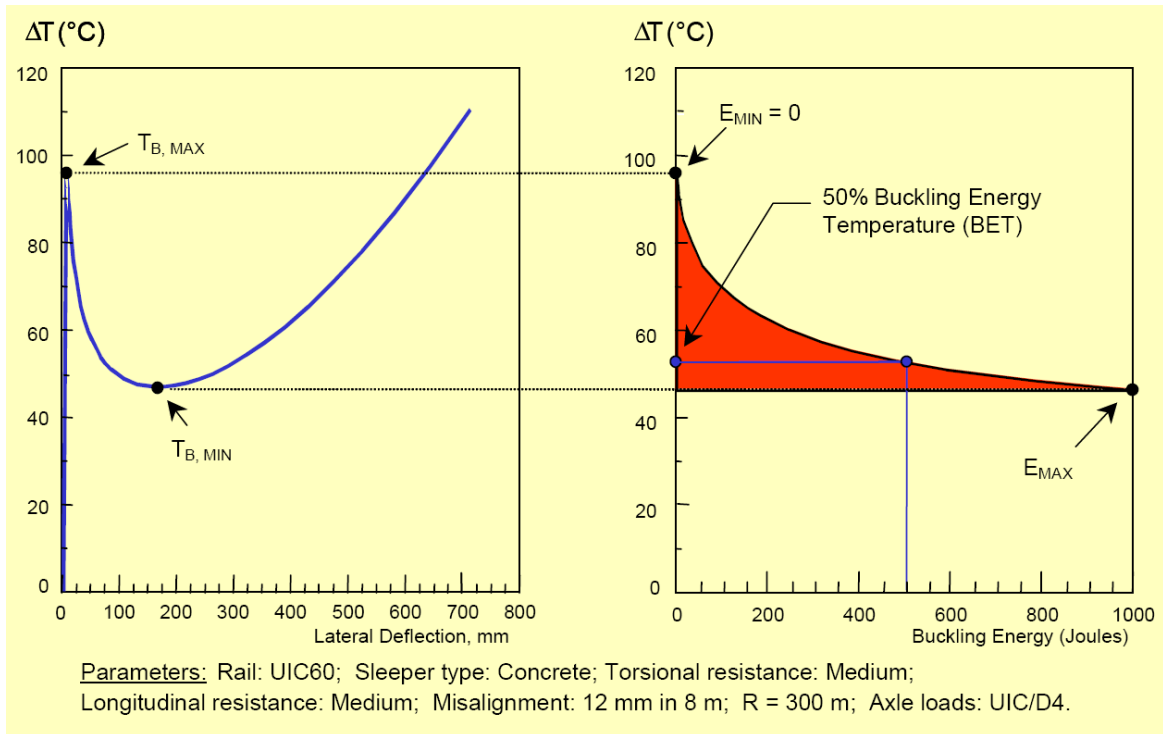


Fig. 2.10 – Esquema do conceito de energia de encurvadura (Esveld, C., 2001, p. 200)

No entanto, pode não ser possível determinar a energia de encurvadura. Nesse sentido, a ERRI Specialists' Committee D 202 (1999b, p. 62) propôs uma forma de estimar a variação de temperatura admissível, exposta no Quadro 2.1 e na Fig. 2.11, com base nos limites  $T_{B,MAX}$  e  $T_{B,MIN}$  onde  $\Delta T$  representa a diferença entre os dois.

Quadro 2.1 – Temperatura máxima admissível em função de  $T_{B,MAX}$  e  $T_{B,MIN}$

$\Delta T = T_{B,MAX} - T_{B,MIN}$ (°C)	$T_{ALL}$ (°C)
> 20	$T_{B,MIN} + 25\%$ de $\Delta T$
5 – 20	$T_{B,MIN}$
0 – 5	$T_{B,MIN} - 5$ °C
< 0	Não permitido na maior parte dos casos

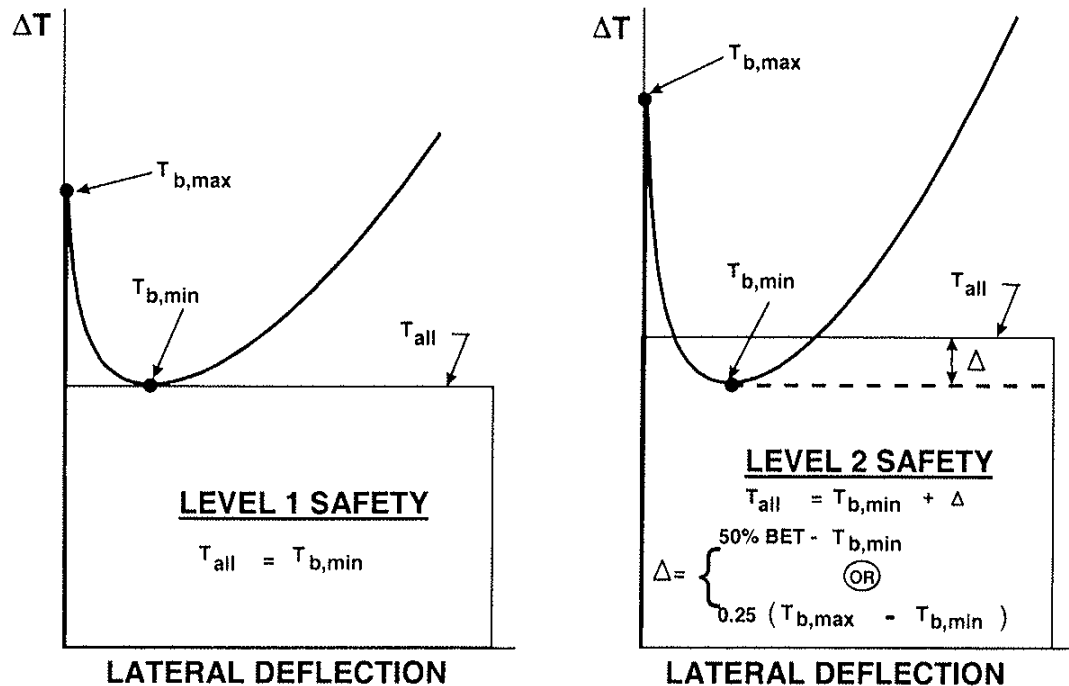


Fig. 2.11 – Cálculo da temperatura admissível (ERRI Specialists' Committee D 202, 1999b, p. 63)

A Fig. 2.11 reparte as duas primeiras hipóteses do Quadro 2.1 em níveis de segurança, sendo o nível de segurança 1 (level 1 safety) para  $\Delta T$  entre 5 e 20 °C e o nível de segurança 2 (level 2 safety) para  $\Delta T$  superior a 20 °C. Para  $\Delta T$  entre 0 e 5 °C tem-se uma situação indesejável, sendo preferível alterar a solução de modo a que se insira nas condições definidas para os níveis de segurança 1 ou 2. Quando  $T_{B,MIN}$  é maior que  $T_{B,MAX}$  tem-se a última hipótese apresentada no Quadro 2.1. Esta hipótese denomina-se por encurvadura progressiva, comum em vias com balastro de fraca qualidade.

Existem dois métodos de análise não linear que permitem obter directamente a curva da Fig. 2.8:

1. Método de controlo do comprimento de arco (arc-length control method) – utilizado por Van (1997), com o programa CWERRI.
2. Método de controlo dos deslocamentos (displacement control method) – utilizado por Lim et al. (2003), incorporado num programa próprio.

Com o método incremental-iterativo tradicional, método de Newton-Raphson, não é possível ultrapassar pontos-limite como o ponto B da Fig 2.8. A encurvadura da via e os métodos de análise não linear são discutidos com mais detalhe nos próximos capítulos.



## 3

## MÉTODOS DE ANÁLISE NÃO LINEAR E O PROBLEMA DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

### 3.1. INTRODUÇÃO

Quando se pretende uma análise linear das estruturas considera-se uma geometria inicial e um certo tipo de carga, ou combinação de cargas, para se obter um resultado final em apenas uma iteração. Nalguns casos este tipo de análise pode estar associada a erros grosseiros, porque, se a carga for aplicada gradualmente, os deslocamentos provocam uma alteração da geometria que por sua vez alteram a rigidez global da estrutura. Como é a alteração da geometria que introduz a não linearidade este tipo de análise designa-se como não linear geométrica. Ora, a forma de calcular mais correctamente a solução é através de métodos iterativos, com pequenos incrementos de carga até se chegar à carga final. Embora, na maior parte das estruturas, os efeitos devidos ao comportamento não linear geométrico são reduzidos, e podem ser desprezados no seu dimensionamento, em estruturas com elementos esbeltos e sujeitos a esforços de compressão (que provocam a diminuição da rigidez à rotação do elemento) estes efeitos podem assumir particular importância.

Na Fig. 3.1 o problema está bem exemplificado. A barra de comprimento  $L$  tem os deslocamentos restringidos na base com uma certa rigidez à rotação. O deslocamento  $\Delta$  provocado pela força  $H$  gera um momento adicional na base de  $P*\Delta$ , que pode ser traduzido por uma diminuição da rigidez à rotação. Este momento adicional é denominado por um efeito de segunda ordem. O mesmo acontece se, em vez de uma força  $H$ , existir uma imperfeição na barra, que, por mais pequena que seja, provoca um momento adicional devido à presença da força de compressão  $P$ .

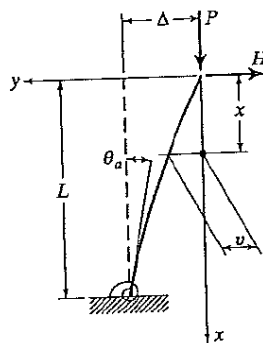


Fig. 3.1 – Barra apoiada na base com uma mola de rotação (McGuire, W. [et al.], 2000)

Nas linhas ferroviárias, onde os carris estão sujeitos a grandes esforços de compressão devido ao aumento de temperatura, os efeitos de segunda ordem são consideráveis. Isto porque os carris têm sempre ligeiras imperfeições, que podem ser devido à passagem do comboio, à deficiente colocação dos carris na via ou até à fabricação dos perfis. Quando se está perante um caso de *snap-through* os métodos numéricos de análise não linear ficam automaticamente restringidos, pois nem todos conseguem ultrapassar pontos-limite.

### 3.2. MÉTODOS INCREMENTAIS-ITERATIVOS DE ANÁLISE NÃO LINEAR

Nestes métodos a carga é dividida em incrementos. Cada incremento é subdividido num certo número de passos, e cada passo é um ciclo de um processo iterativo que tem como objectivo satisfazer os requisitos de equilíbrio respeitando uma tolerância de erro específica. O vector deslocamentos do incremento  $i$  pode ser dado por

$$\{\Delta_i\} = \{\Delta_{i-1}\} + \sum_{j=1}^{m_i} \{d\Delta_i^j\} \quad (3.1)$$

onde  $m_i$  é o número de iterações necessárias para obter a solução no incremento  $i$ . Em cada iteração  $j$ , os deslocamentos desconhecidos  $\{d\Delta_i^j\}$  são calculados a partir de um sistema equações lineares

$$[K_i^{j-1}]\{d\Delta_i^j\} = \{dP_i^j\} + \{R_i^{j-1}\} \quad (3.2)$$

onde  $[K_i^{j-1}]$  é a rigidez avaliada para os deslocamentos e respectivas forças da iteração anterior.  $\{R_i^{j-1}\}$  representa a diferença entre as forças internas e externas, ou seja, o que falta equilibrar. Este vector de forças pode ser calculado segundo

$$\{R_i^{j-1}\} = \{P_i^{j-1}\} - \{F_i^{j-1}\} \quad (3.3)$$

onde  $\{P_i^{j-1}\}$  é o vector das forças externas aplicadas e  $\{F_i^{j-1}\}$  é o vector das forças internas que resulta da soma das forças existentes nas extremidades do elemento para cada grau de liberdade. A carga aplicada em cada iteração pode ser determinada por

$$\{dP_i^j\} = d\lambda_i^j \{P_{ref}\} \quad (3.4)$$

onde  $d\lambda_i^j$  é a razão de carga da respectiva iteração e  $\{P_{ref}\}$  é o vector de forças exteriores de referência ou totais.

Na presente discussão dos métodos de análise não linear assume-se que a razão de carga para a primeira iteração do incremento  $i$ ,  $d\lambda_i^{j=1}$ , é calculado por um algoritmo próprio. A diferença entre os métodos reside no algoritmo ou equação de restrição usada para determinar as razões de carga  $d\lambda_i^{j \geq 2}$  para as restantes iterações de cada incremento.

Para apresentar uma síntese dos métodos iterativos, é conveniente substituir a equação (3.2) pelas seguintes duas equações:

$$[K_i^{j-1}]\{\overline{d\Delta_i^j}\} = \{P_{ref}\} \quad (3.5a)$$

$$[K_i^{j-1}]\{\overline{d\Delta_i^j}\} = \{R_i^{j-1}\} \quad (3.5b)$$

Somando as soluções obtidas nas equações (3.5a) e (3.5b) resulta o vector deslocamento para cada iteração

$$\{d\Delta_i^j\} = d\lambda_i^j \{\overline{d\Delta_i^j}\} + \{\overline{d\Delta_i^j}\} \quad (3.6)$$

A aplicação das equações (3.3) a (3.6) está ilustrada na Fig. 3.2. O incremento  $i$  começa assumindo que o vector  $\{R_i^0\}$  é nulo e calculando os deslocamentos para a primeira iteração  $\{d\Delta_i^1\}$  que correspondem a uma carga  $d\lambda_i^1\{P_{ref}\}$  e a uma rigidez  $[K_i^0]$ , baseada nos resultados do incremento anterior. Actualizada a geometria e o vector das forças internas, a segunda iteração começa com a determinação do vector de cargas não equilibradas  $\{R_i^1\}$ . Estas cargas são aplicadas na estrutura e os deslocamentos  $\{\overline{d\Delta_i^2}\}$  são obtidos usando uma matriz de rigidez actualizada  $[K_i^1]$ . Esta matriz é usada de novo para calcular os deslocamentos  $\{\overline{d\Delta_i^2}\}$  correspondentes à carga aplicada  $\{P_{ref}\}$ . O valor de  $d\lambda_i^2$  é computorizado utilizando um dos métodos referenciados nos próximos subcapítulos. O vector de deslocamentos para a segunda iteração  $\{d\Delta_i^2\}$  é a soma de  $\{\overline{d\Delta_i^2}\}$  com  $d\lambda_i^2\{\overline{d\Delta_i^2}\}$ . O segundo ciclo de iterações é concluído com a verificação dos critérios de convergência. Se estes critérios não forem cumpridos são necessárias iterações adicionais, repetindo-se o procedimento. A carga total aplicada no incremento  $i$  é  $\{dP_i\} = (\sum_{j=1}^{m_i} d\lambda_i^j)\{P_{ref}\}$  e os deslocamentos que resultam são  $\{d\Delta_i\} = \sum_{j=1}^{m_i}\{d\Delta_i^j\}$ .

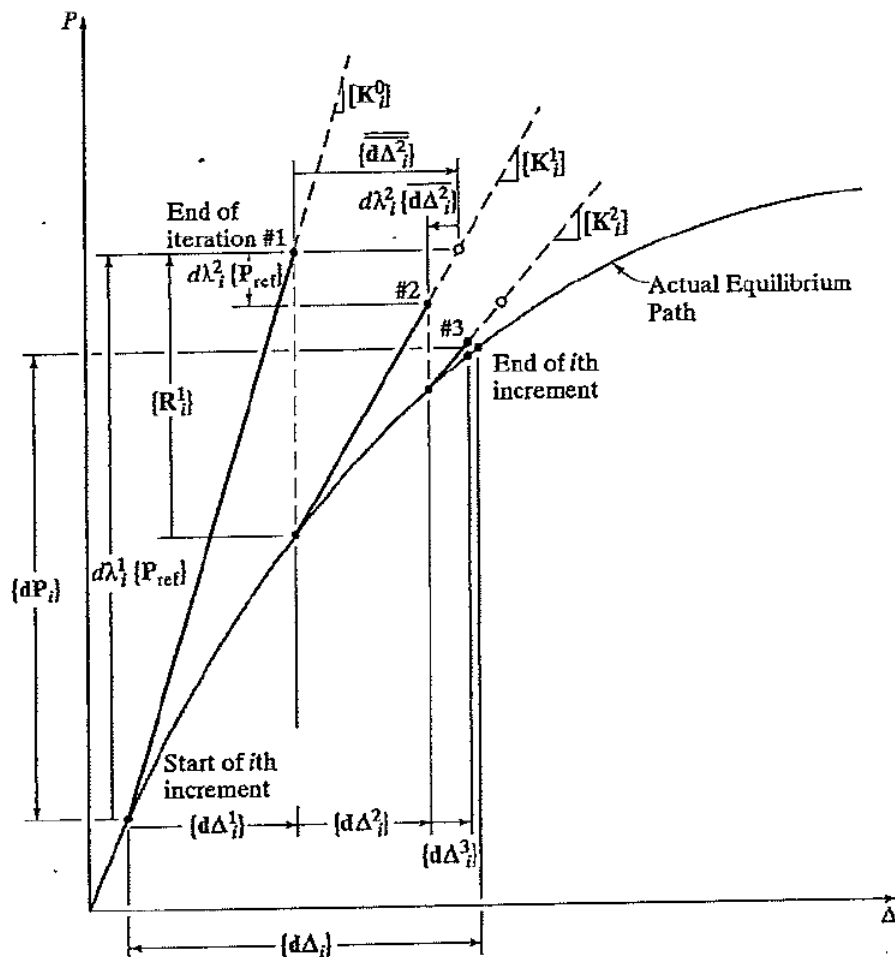


Fig. 3.2 – Esquema das iterações do incremento  $i$  (McGuire, W. [et al.], 2000)

### 3.2.1. MÉTODO DE NEWTON-RAPHSON

No método de Newton-Raphson ou método de controlo da carga, considera-se uma quantidade fixa de carga a cada incremento. Na primeira iteração  $j = 1$  de cada incremento é aplicada totalmente essa quantidade de carga e as iterações adicionais  $j \geq 2$  servem apenas para cumprir os requisitos de equilíbrio. Desta forma, o rácio de carga da equação (3.6) é dado por

$$d\lambda_i^j = 0 \quad \text{para } j \geq 2 \quad (3.7)$$

Este procedimento está esquematizado na Fig. 3.3.

A grande desvantagem deste método é que não consegue resolver problemas com um ponto-limite. Um ponto-limite é caracterizado por uma rigidez nula, de onde resulta uma matriz de rigidez inversível. É possível ter uma ideia do valor de carga associado ao ponto-limite, mas não é possível obter a resposta da estrutura num estado pós-limite.

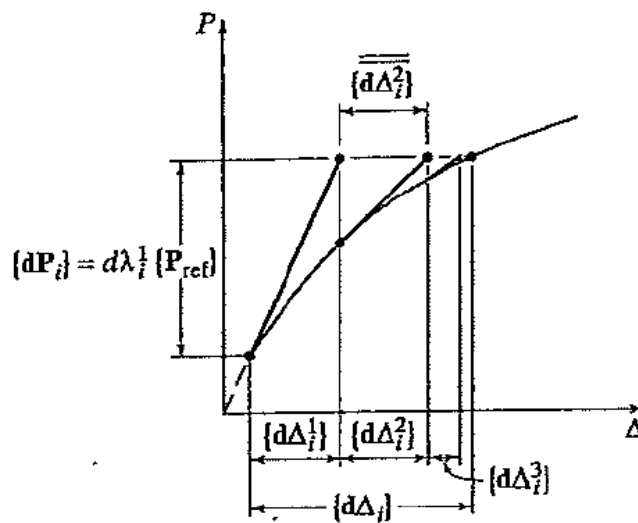


Fig. 3.3 – Método de Newton-Raphson (McGuire, W. [et al.], 2000)

### 3.2.2. MÉTODO DE CONTROLO DOS DESLOCAMENTOS

No método de controlo dos deslocamentos tradicional, o rácio de carga na primeira iteração de um incremento é definido de modo que um particular deslocamento “chave” varie apenas por uma quantidade prescrita. Os rácios de carga para as restantes iterações são restringidos para que este deslocamento não varie. Obrigando a equação (3.6) a ser igual a zero para um particular grau de liberdade, denominado de  $du$ , o rácio de carga é dado por

$$d\lambda_i^j = -\overline{du_i^j} / \overline{du_i^j} \quad (3.8)$$

onde  $\overline{du_i^j}$  e  $\overline{du_i^j}$  são elementos singulares na solução de vectores da equação (3.5). O método está ilustrado na Fig. 3.4.

A desvantagem clara deste método é a necessidade em seleccionar um deslocamento “chave”, o que pode não ser uma escolha óbvia em muitos casos. Uma técnica simples consiste no deslocamento um dado grau de liberdade que apresente maiores mudanças em termos absolutos durante a primeira iteração do incremento.

Este método tem a capacidade de ultrapassar pontos-limite e casos de *snap-through*, tendo sido o utilizado por Lim (2003) nos seus estudos de estabilidade sobre vias férreas. No entanto, o ANSYS não tem o método incorporado.

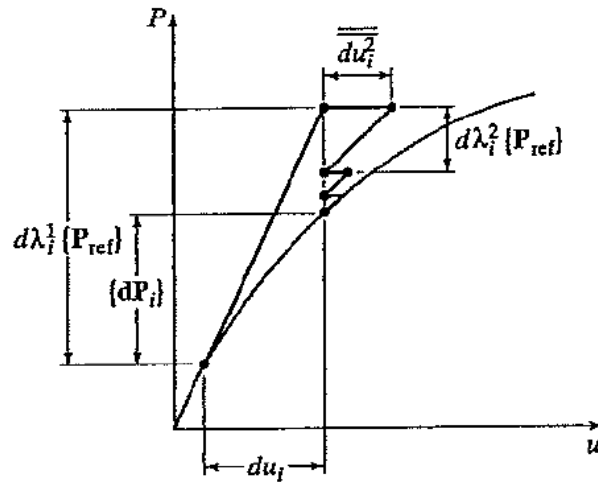


Fig. 3.4 – Método de controlo dos deslocamentos (McGuire, W. [et al.], 2000)

### 3.2.3. MÉTODO DE CONTROLO DO COMPRIMENTO DE ARCO CONSTANTE (ARC-LENGTH)

Ao contrário dos dois métodos anteriores, este não fixa nenhum valor de carga ou deslocamento nas iterações. Um dos muitos métodos de controlo do comprimento de arco constante disponíveis baseia-se em arbitrar e restringir um comprimento de arco  $ds$  em cada iteração de acordo com

$$ds^2 = \{d\Delta_i^1\}^T \{d\Delta_i^j\} + d\lambda_i^1 d\lambda_i^j = 0 \quad \text{para } j \geq 2 \quad (3.9)$$

Das equações (3.6) e (3.9) resulta uma equação de ortogonalidade que pode ser usada para calcular o rácio de carga:

$$d\lambda_i^j = \frac{-\{d\Delta_i^1\}^T \{d\Delta_i^j\}}{\{d\Delta_i^1\}^T \{d\Delta_i^j\} + d\lambda_i^1} \quad \text{para } j \geq 2 \quad (3.9)$$

Na Fig. 3.5 está representado um esquema deste método. Em muitos casos, o método pode resolver problemas não só devido há existência de um ponto-limite, mas também devido a *snap-through*.

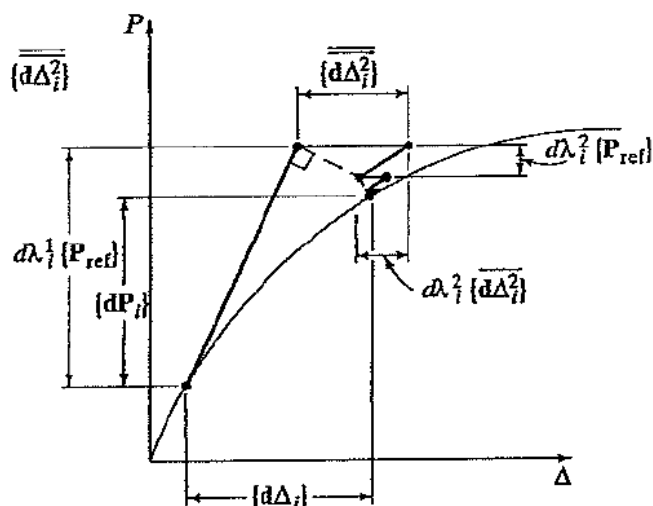


Fig. 3.5 – Método de controlo do comprimento de arco (McGuire, W. [et al.], 2000)

#### 3.2.4. MÉTODOS DISPONÍVEIS NO ANSYS

No ANSYS, versão 12, encontram-se disponíveis o método de Newton-Raphson e o de controlo do comprimento de arco. O método de controlo de comprimento de arco incorporado no programa é ligeiramente diferente ao aqui apresentado. Usa iterações do tipo esféricas e permite variar os raios do arco dentro de um intervalo de valores previamente definido. O método de Newton-Raphson apresenta algumas melhorias, como a inclusão de um algoritmo para incrementar a carga automaticamente dentro de um intervalo de valores e adição da funcionalidade *line search*, que muitas vezes facilita a convergência.

Para casos de instabilidade ou de *snap-through* o programa oferece duas técnicas de análise não linear, o método de controlo do comprimento de arco (*arc-length*) ou o método Newton-Raphson com estabilizador (*nonlinear stabilization*). O chamado estabilizador traduz-se por uma rigidez adicional, incorporada em cada nó do modelo, que pode ser calibrada. Desta forma, quando é atingida a carga crítica a análise prossegue com rigidez adicional fornecida aos nós instáveis, como que “enganando” o método de Newton-Raphson, sendo possível obter deformadas num estado pós-encurvadura. A principal e grande desvantagem reside na impossibilidade de existirem incrementos de carga negativos, ou seja, qualquer queda da curva carga-deslocamento, característica dos casos de *snap-through*, não pode ser representada. Em vez disso, a curva fica aproximadamente horizontal até voltar a intersectar um tramo estável.

Nos ficheiros de ajuda do programa as diferenças entre estes dois procedimentos estão sintetizadas numa tabela, representada pelo Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Comparação do *nonlinear stabilization* com o *arc-length*

<i>Nonlinear Stabilization vs. Arc-Length</i>		
<b>Problema de análise</b>	<i>Nonlinear Stabilization</i>	<i>Arc-Length</i>
Instabilidade local ou encurvadura local	Sim	Não
Instabilidade global ou encurvadura global	Sim	Sim
Declive negativo da curva carga-deslocamento	Não detecta esta parte da curva, mas outras partes podem ser simuladas para materiais independentes da deformação, e a parte precedente pode ser simulada para materiais dependentes da deformação	Sim
<i>Line Search</i>	Sim	Não
Incrementos de carga automáticos	Sim	Algoritmo diferente
Activar/desactivar entre fases do carregamento	Sim	Limitado
Rácio de carga	Positivo	Positivo ou negativo

### 3.3. ESTUDO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

#### 3.3.1. CARGA (VARIAÇÃO DE TEMPERATURA) CRÍTICA DE EULER

Para perceber melhor o fenómeno de encurvadura de uma viga quando sujeita a uma diferença temperatura idealizou-se o modelo A e o modelo B, representados na Fig. 3.6. O objectivo é fazer uma análise à encurvadura, utilizando o ANSYS, e verificar que relação existe entre força P e diferença de temperatura  $\Delta T$ . A viga tem as propriedades de um carril RE132 (ver Quadro 5.2).

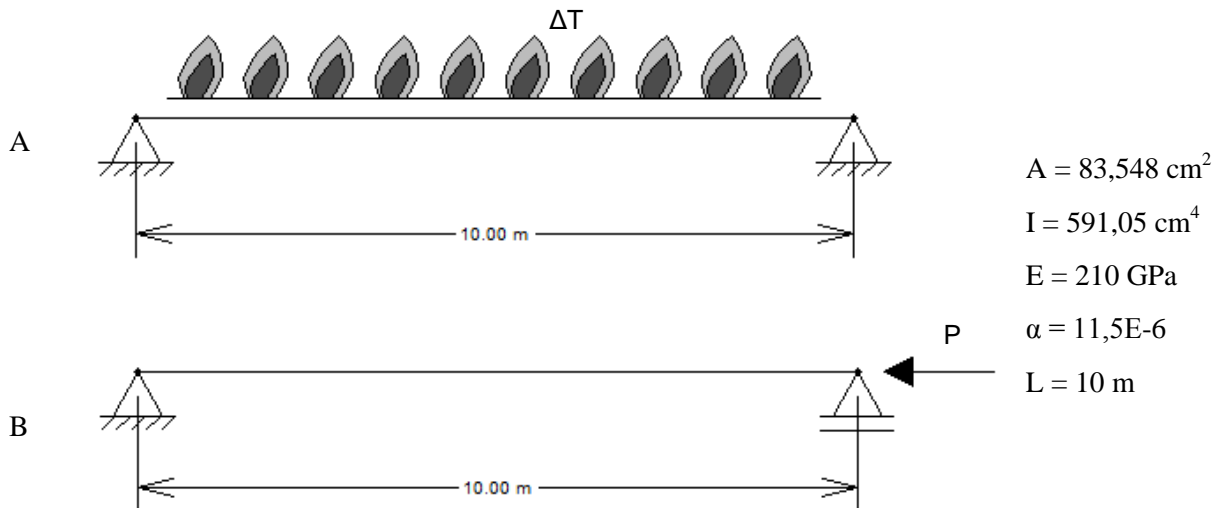


Fig. 3.6 – Modelos A e B sujeitos a variação de temperatura ou força de compressão, respectivamente

Como é sabido, a carga crítica de Euler, para a qual a viga entra em encurvadura, é dada por

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (3.10)$$

Onde L é o comprimento de encurvadura, que no caso de vigas simplesmente apoiadas é igual ao comprimento da viga. Quando a carga é uma variação de temperatura, dado que os deslocamentos estão restringidos nos dois apoios, é gerado um esforço axial

$$N = EA\alpha\Delta T \quad (3.11)$$

Igualando N a  $P_{cr}$ , tem-se

$$\Delta T = \Delta T_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{EA\alpha L^2} \quad (3.12)$$

Com a equação (3.12) pode-se calcular a variação de temperatura que provoca encurvadura,  $\Delta T_{cr}$ .

No ANSYS, as vigas foram modeladas e discretizadas em 100 elementos. Os resultados da análise dos modos de encurvadura obtidos com o programa estão esquematizados na Fig. 3.7. O primeiro modo corresponde a uma variação de temperatura de 6,071 °C ou a uma força de compressão de 122,5 kN, valores exactamente iguais aos obtidos analiticamente com as equações (3.10) e (3.12). Os valores de carga obtidos para o segundo modo de encurvadura são quatro vezes superiores, pois o comprimento de encurvadura passou a  $L/2$ , como se pode verificar nas deformadas. As deformadas de cada modo são idênticas em ambos os modelos.

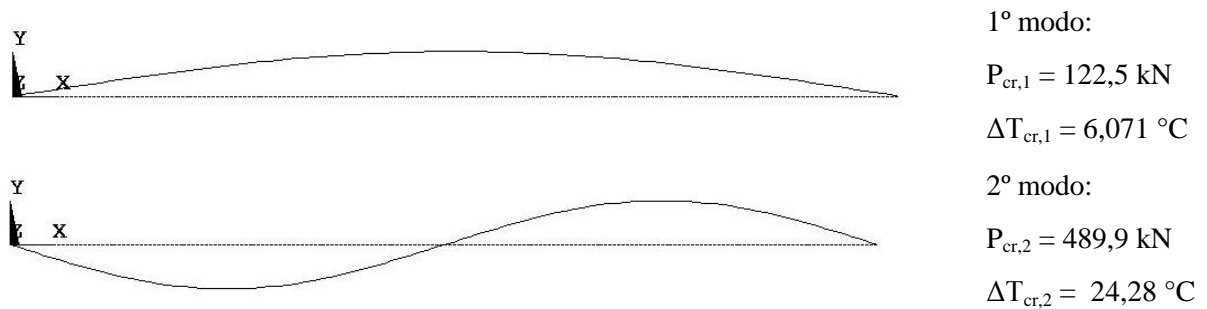
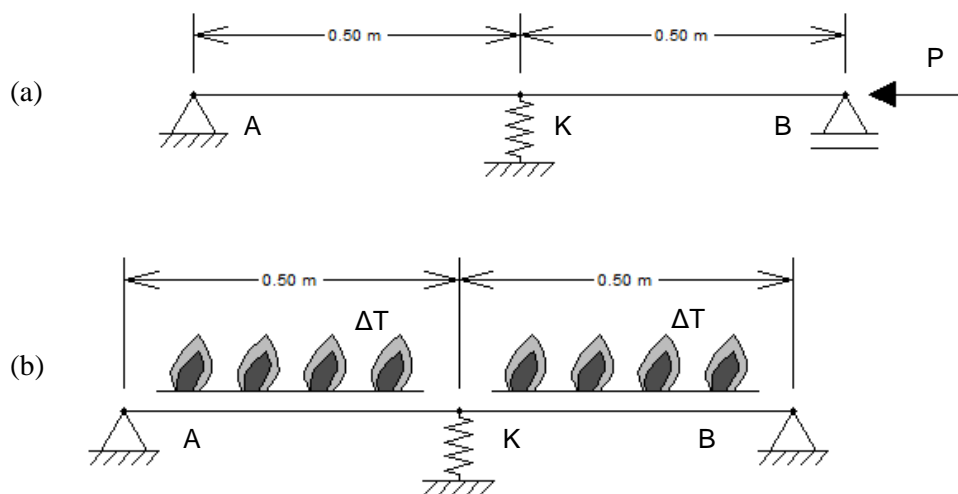


Fig. 3.7 – Síntese dos resultados da análise à encurvadura

### 3.3.2. VIGA EM FUNDAÇÃO ELASTO-PLÁSTICA (SIMULADA POR UMA MOLA)

O problema a analisar neste subcapítulo resume-se a uma barra de 1 metro de comprimento simplesmente apoiada com uma mola a meio vão. Existem dois casos de carga que sujeitam a barra a esforços de compressão: força horizontal  $P$  com os deslocamentos longitudinais desimpedidos no apoio B; e variação de temperatura  $\Delta T$  com os deslocamentos longitudinais impedidos nos dois apoios. A barra possui uma ligeira imperfeição, de forma a provocar a encurvadura, que se traduz por um desvio do nó central, na direcção perpendicular à barra, em relação aos nós dos apoios A e B.

A secção é a de um carril RE132, o plano representado na Fig. 3.8 é o de menor inércia do carril, ou seja, plano horizontal. O nó central, onde está posicionada a mola, tem um desvio de 2 mm na direcção perpendicular à barra. As propriedades geométricas e materiais estão no Quadro 3.2.

Fig. 3.8 - Viga sujeita a força de compressão  $P$  ou variação de temperatura  $\Delta T$ 

Quadro 3.2 – Propriedades da secção da viga (carril RE132)

$A \text{ (cm}^2\text{)}$	83,548
$I \text{ (cm}^4\text{)}$	591,05
$E \text{ (GPa)}$	210
$\alpha \text{ (}^\circ\text{C}^{-1}\text{)}$	11,5E-6

A mola K tem um comportamento elasto-plástico. A força de pico  $F_p$  apresentada na Fig. 3.9 aparece associada a um deslocamento  $w_p$ . O valor de  $F_p$  é constante e igual a 200 kN.

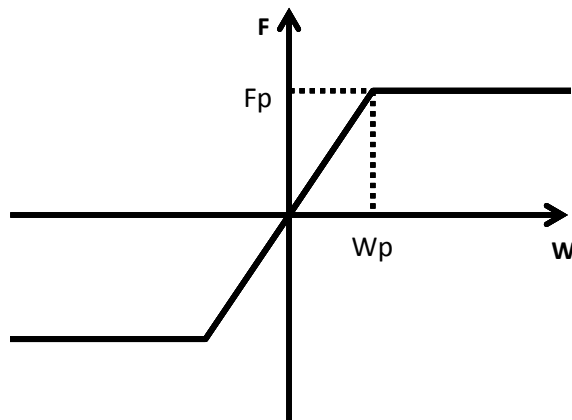


Fig. 3.9 – Curva força-deslocamento da mola K

### 3.3.2.1. Viga sujeita a uma força de compressão P

Para a análise deste exemplo utiliza-se o método de controlo do comprimento de arco. Sendo esperado que as curvas P-deslocamento lateral apresentem um valor de pico associado à carga crítica, este método é o único disponível no ANSYS que permite obter directamente curvas com inclinações negativas. Espera-se a existência de um valor de pico devido ao limite plástico da mola. Quando a mola plastifica, a barra tende a aproximar-se de um comportamento como se não existisse mola e, para garantir o equilíbrio da estrutura, a carga P tem de diminuir para o contínuo aumento dos deslocamentos.

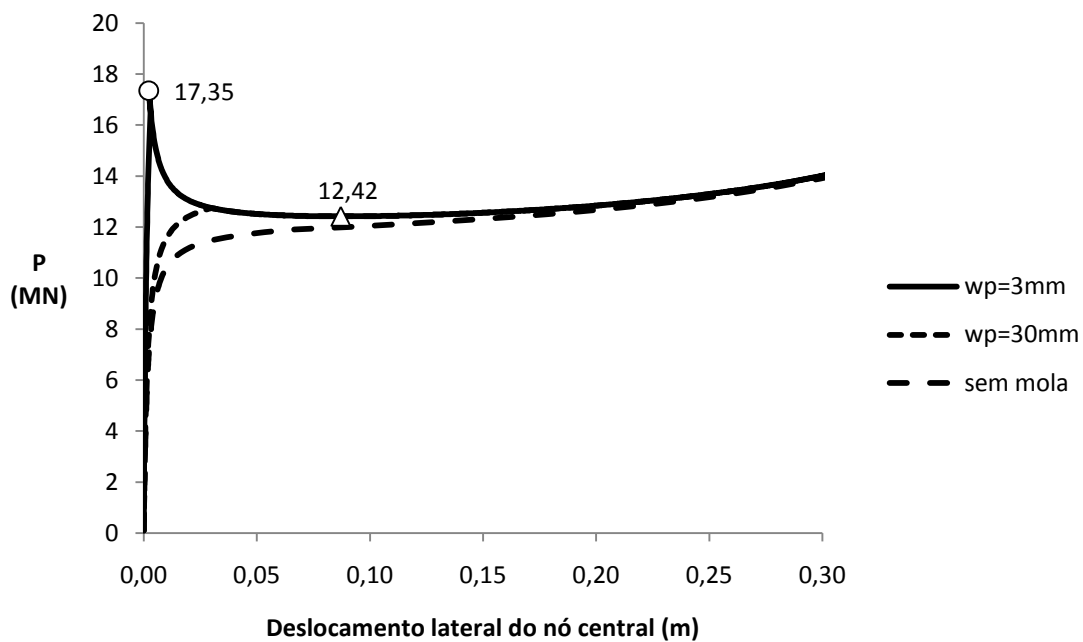


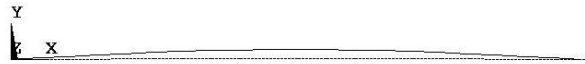
Fig. 3.10 – Curvas P-deslocamento lateral para diferentes valores de  $w_p$  e sem mola

Em fase estável a força  $P$  atinge os 17,35 MN (carga crítica), valor associado à plastificação da mola para um deslocamento de 3 mm. Em pós-encurvadura, a força  $P$  decresce até atingir o ponto mínimo de 12,42 MN.

Quando a mola passa a ser mais fraca, com menor rigidez, ou inexistente, a estrutura caminha de uma forma menos “explosiva” para a configuração de pós-encurvadura. As curvas tendem a unirem-se depois de ultrapassado o ponto mínimo da fase plástica.

A deformada da barra para  $W_p = 3$  mm, depois de ter sido atingida a carga crítica, evolui da forma representada na Fig. 3.11.

$P = 13,27$  MN



$P = 20,00$  MN

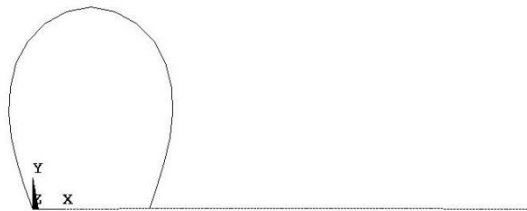


Fig. 3.11 – Deformadas para  $W_p = 3$  mm

A configuração final apresentada (para 20 MN) é uma configuração estável, a barra voltou a ganhar rigidez e os deslocamentos voltaram a ser reduzidos para o contínuo aumento da carga. Situa-se num tramo que volta a ter um declive positivo considerável, que não está representado na Fig. 3.10.

### 3.3.2.2. Viga sujeita a uma variação de temperatura $\Delta T$

Para existirem esforços de compressão devido ao aumento da temperatura é necessário que os dois apoios tenham os deslocamentos longitudinais impedidos. A temperatura tem uma relação linear com o esforço axial, dada pela equação (3.11), enquanto se encontra num estado de equilíbrio estável. Quando a barra entra em encurvadura, passando a um estado de equilíbrio instável, pode-se designar a temperatura correspondente como temperatura crítica (ou temperatura de encurvadura).

Este caso não foi possível resolver com o método de controlo do comprimento de arco, possivelmente por a solicitação se tratar de uma temperatura e não de uma força. De forma a obter os resultados num estado pós-encurvadura utiliza-se o método de Newton-Raphson com estabilizador. Neste tipo de análise o incremento de força nunca pode ser negativo, sendo esperado que a curva temperatura-deslocamento lateral se mantenha aproximadamente horizontal quando a temperatura deveria cair com o aumento do deslocamento.

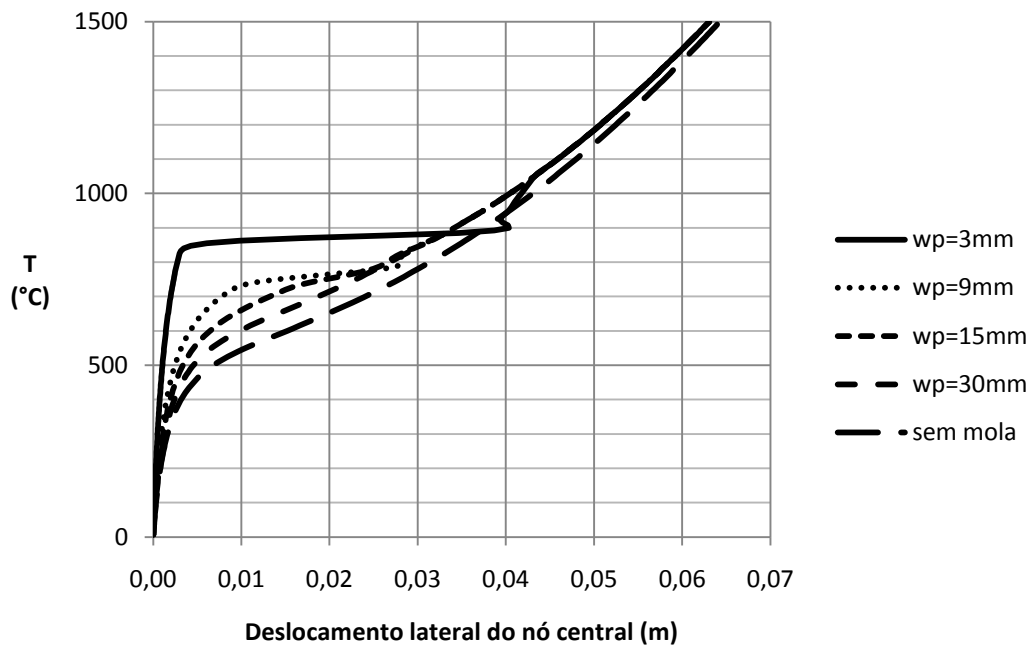


Fig. 3.12 – Curvas temperatura-deslocamento lateral para diferentes valores de  $W_p$  e sem mola

Na Fig. 3.12 estão representadas diversas curvas obtidas com o método de Newton-Raphson com estabilizador para diferentes valores de  $W_p$ . Para  $W_p$  igual a 3 mm a curva temperatura-deslocamento apresenta um patamar. Conclui-se que esta curva deve apresentar um valor de pico,  $T_{B,MAX}$  igual a 840 °C, resultante da maior capacidade da mola. À medida que se aumenta o valor de  $W_p$ , ou seja, se diminui a rigidez, a curva aproxima-se do resultado obtido sem mola. As curvas para  $W_p$  de 9, 15 e 30 mm cruzam-se e sobrepõem-se aproximadamente no mesmo ponto. Nenhuma delas apresenta um patamar bem definido, como para  $W_p$  de 3 mm, podendo presumir-se que o ponto onde se cruzam é, por aproximação, o valor de  $T_{B,MIN}$  (780 °C). Isto é verdadeiro se a alteração da rigidez da mola não influenciar o valor de  $T_{B,MIN}$  e o tramo estável em pós-encurvadura.

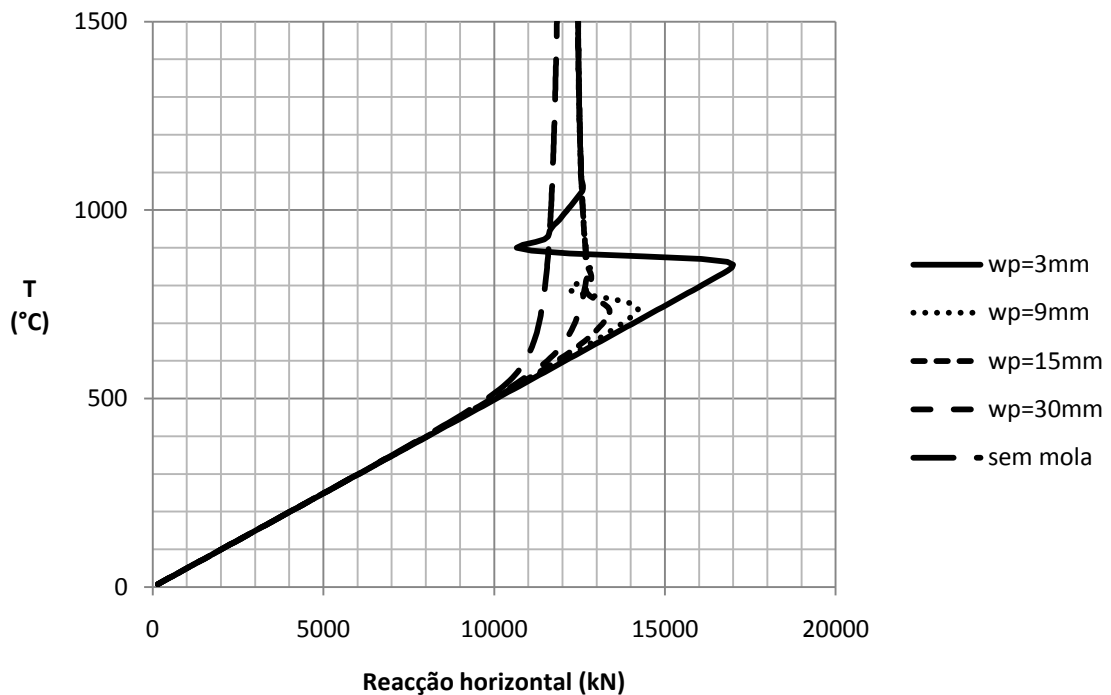


Fig. 3.13 – Curvas temperatura-reacção horizontal para diferentes valores de  $W_p$  e sem mola

Comparando a reacção horizontal (ou esforço axial, neste caso) com a temperatura, através da Fig. 3.13, verifica-se que só existe uma relação linear entre as duas numa fase de pré-encurvadura (proporcional ao coeficiente térmico de dilatação). O esforço axial apresenta um limite de aproximadamente 12,5 MN, que resulta da temperatura de encurvadura, só sendo ultrapassado se a capacidade da mola o permitir. Este valor limite é próximo do valor mínimo da curva em fase plástica do exemplo 3.3.2.1 (12,42 MN) e quando não existe mola a reacção tende para esse valor.



Fig. 3.14 – Deformada em pós-encurvadura

### 3.3.3. VIGA EM FUNDAÇÃO ELASTO-PLÁSTICA (SIMULADA POR TRÊS MOLAS)

Este problema consiste numa barra com 2 metros de comprimento apoiada em dois apoios simples e três molas elasto-plásticas. Analogamente a 3.3.2 existem dois casos de carga: força horizontal  $P$  com o deslocamento longitudinal desimpedido no apoio B; e aumento de temperatura  $\Delta T$  com o deslocamento longitudinal impedido nos apoios. A principal vantagem em formular este problema reside na possibilidade de analisar a influência de cada mola na resposta da estrutura.

A barra tem as mesmas características geométricas indicadas em 3.3.2. A força de pico das molas é de 10 kN. O nó central está deslocado de 2 mm na direcção perpendicular à barra, em relação aos restantes nós.

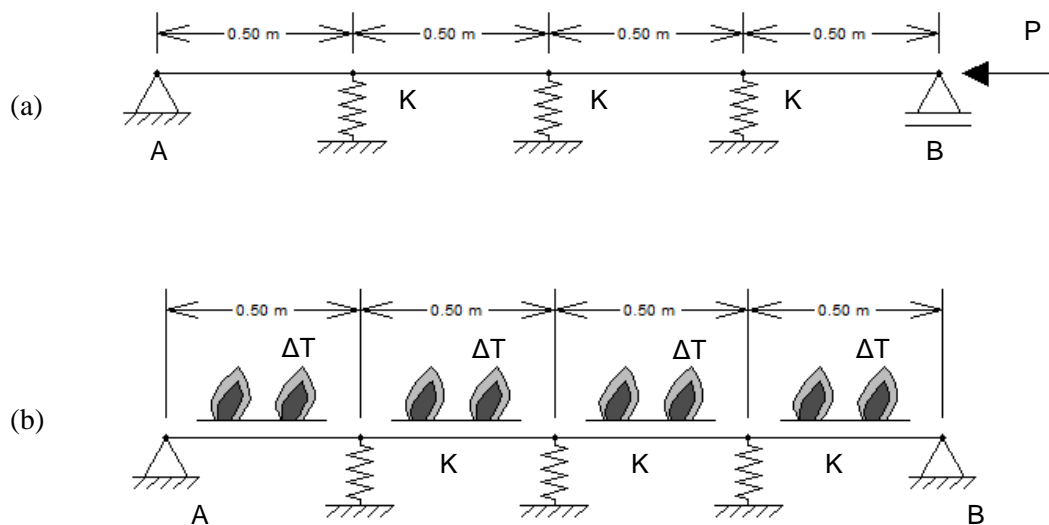


Fig. 3.15 – Viga sujeita a força de compressão P ou variação de temperatura  $\Delta T$

3.3.3.1. Viga sujeita a uma força de compressão P

O caso que se estuda neste subcapítulo é muito semelhante ao analisado em 3.3.2.1. Tratando-se novamente de uma força, utiliza-se o método de controlo do comprimento de arco. Na Fig. 3.16 estão representados os resultados obtidos com  $W_p$  igual a 3 mm, 30 mm e sem nenhuma mola. Mais uma vez é possível verificar como as curvas tendem a sobrepor-se em fase de pós-encurvadura, principalmente depois de ser atingido o mínimo do tramo plástico (que corresponde a 3 126 kN neste caso).

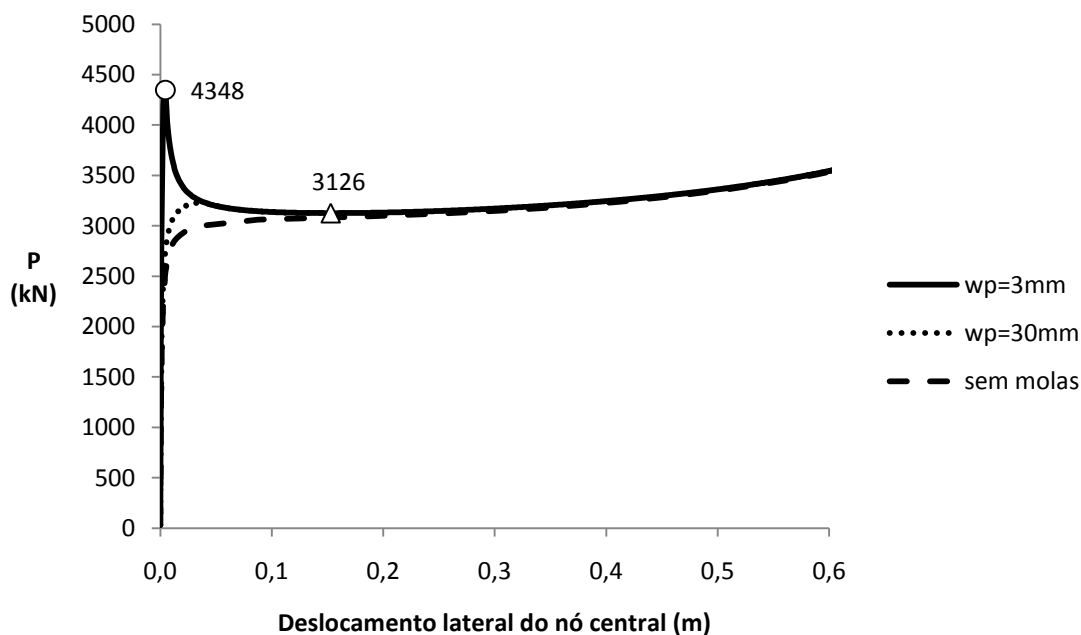


Fig. 3.16 – Curvas P-deslocamento lateral para diferentes valores de  $W_p$  e sem molas

As curvas são semelhantes às do exemplo 3.3.2.1, os valores de  $P$  são substancialmente mais baixos por esta ser uma barra de maior comprimento e com molas menos resistentes. Para  $W_p = 3$  mm a carga crítica é de 4 348 kN, numa fase de pós-encurvadura a carga diminui até 3 126 kN.

Quando existem molas, a barra só entra em encurvadura quando todas elas já cederam e estão plastificadas. A mola do centro cede em primeiro lugar, as outras duas plastificam posteriormente para uma carga ligeiramente maior. O pico do gráfico é resultado das molas estarem a segurar a barra e a impedir que esta entre em encurvadura. Quando as três molas plastificam a força  $P$  desce enquanto o deslocamento continua a aumentar, pois se não existissem as molas a barra já se encontrava instável para um  $P$  menor.

### 3.3.3.2. Viga sujeita a uma variação de temperatura $\Delta T$

Analogamente ao problema 3.3.2.2 são impedidos os deslocamentos longitudinais nos dois apoios. Desta forma, o aumento da temperatura provoca esforços de compressão ao longo da barra e, conseqüentemente, a encurvadura da própria. Como a solicitação voltou a ser uma carga térmica, o método de controlo do comprimento de arco do ANSYS volta a ter sérios problemas para conseguir convergir a cada iteração. Tal como em 3.3.2.2 utiliza-se novamente o método de Newton-Raphson com estabilizador para se obter uma solução em pós-encurvadura.

Na Fig. 3.17 estão representadas diversas análises para diferentes valores de  $W_p$  e um caso sem nenhuma mola. Todas as curvas tendem a sobrepor-se no tramo ascendente em pós-encurvadura.

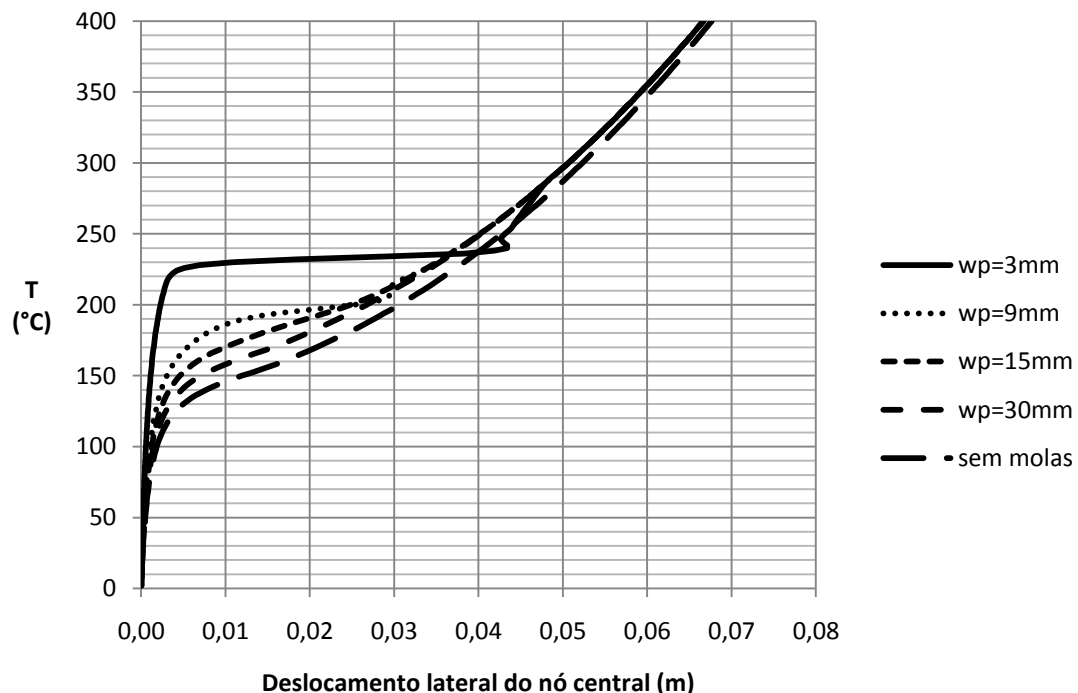


Fig. 3.17 – Curvas temperatura-deslocamento lateral para diferentes valores de  $W_p$  e sem molas

Os resultados mais uma vez são semelhantes aos do exemplo 3.3.2.2. Só aparenta existir um pico na curva quando  $W_p$  é igual a 3 mm, devido à existência de patamar. Nos outros casos ocorre uma encurvadura gradual. De forma análoga, pode considerar-se  $T_{B,MAX}$  igual a 226 °C, dado pela curva

para  $W_p$  de 3mm, e  $T_{B,MIN}$  igual a 200 °C, obtido através da intersecção das curvas com  $W_p$  de 9, 15 e 30 mm.

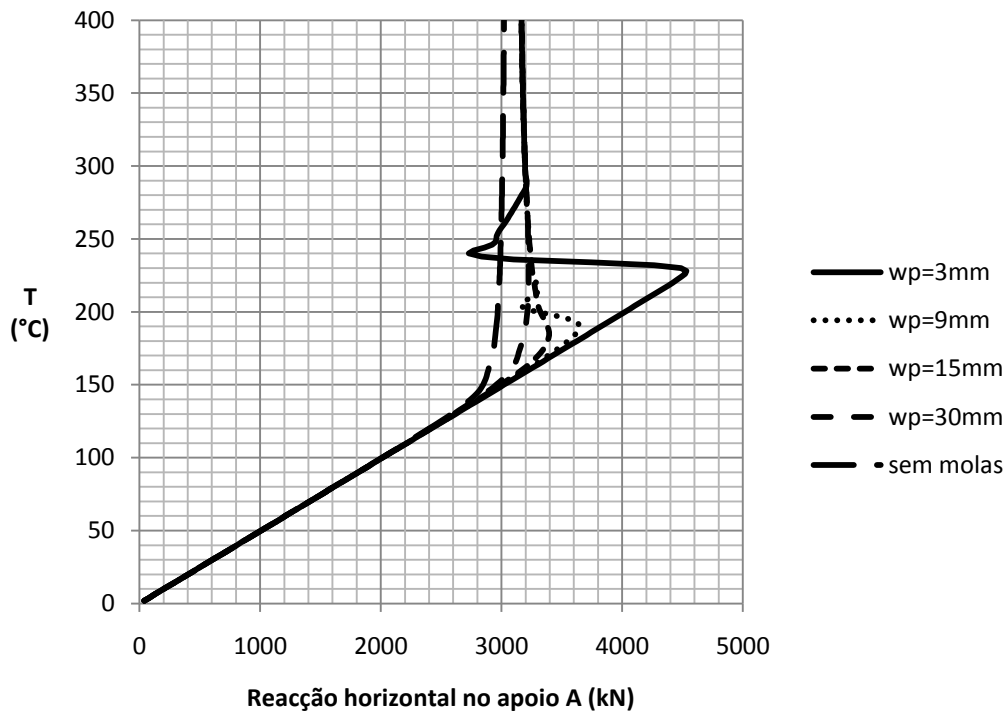


Fig. 3.18 – Curvas temperatura-reacção horizontal para diferentes valores de  $W_p$  e sem molas

A reacção horizontal tem um limite de aproximadamente 3200 kN. Este limite só é ultrapassado quando se as rigidezes das molas o permitir, porque impedem que a barra destabilize até as próprias cederem.

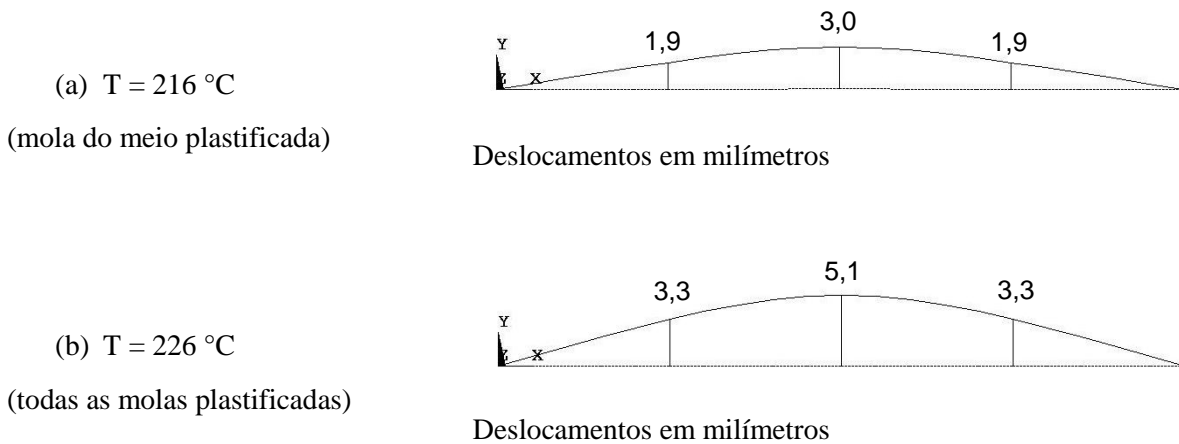


Fig. 3.19 – Deformada da viga para  $T = 216\text{ °C}$  e  $T = 226\text{ °C}$

Analisando as deformadas, conclui-se que a diferença de carga entre a plastificação da primeira mola e plastificação das três molas é reduzida.

3.3.4. COMPORTAMENTO *SNAP-THROUGH*

## 3.3.4.1. Viga em arco simplesmente apoiada

Neste subcapítulo utiliza-se o ANSYS para simular o comportamento *snap-through* de uma viga em arco apoiada em dois apoios simples. Este exemplo é um dos que Van (1997, p. 39) utilizou para testar o programa CWERRI. O vão  $L$  tem 32 m de comprimento e o raio de curvatura  $R$  tem 1150 m. A altura máxima em relação aos apoios é de 0,111 m. A viga está dividida em 16 elementos e é formulada como uma viga de Timoshenko com 6 graus de liberdade por nó. A secção é quadrangular com uma largura de 0,1 m. O módulo de elasticidade  $E = 210$  GPa. A meio vão está aplicada uma carga pontual  $F$  que cresce desde 0 até 1000 N. O método de análise não linear é o de controlo do comprimento de arco, ou *arc-length*.

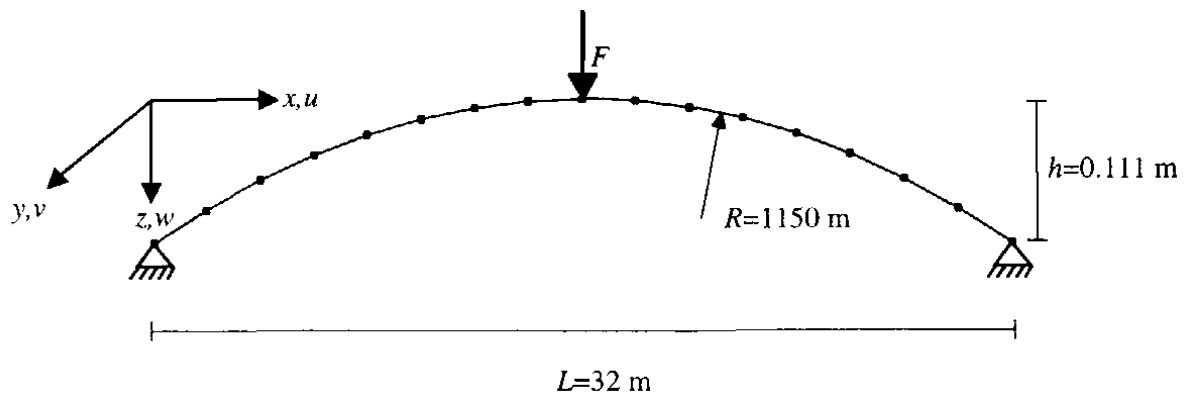


Fig. 3.20 – Viga em arco (Van, M.A., 1997, p. 39)

Na Fig. 3.21 está representado o valor da força  $F$  em função do deslocamento vertical a meio vão. Os resultados do ANSYS mostram que a força cresce até 540 N com um deslocamento de 0,062 m desde a sua posição inicial. Nesse ponto ocorre o *snap-through*, resultando um decréscimo da carga para se manter o equilíbrio até que o deslocamento a meio vão atinja 0,167 m. Depois a carga volta a crescer, porque a estrutura encontrou uma nova configuração geométrica estável. Nesta curva, as diferenças para os resultados apresentados por Van são reduzidas.

Estes resultados mostram que o ANSYS é capaz de calcular, com o método de controlo do comprimento de arco, estruturas que apresentem o comportamento de *snap-through*. Neste exemplo a força  $F$  não chegou a valores negativos, mas noutros casos isso pode acontecer.

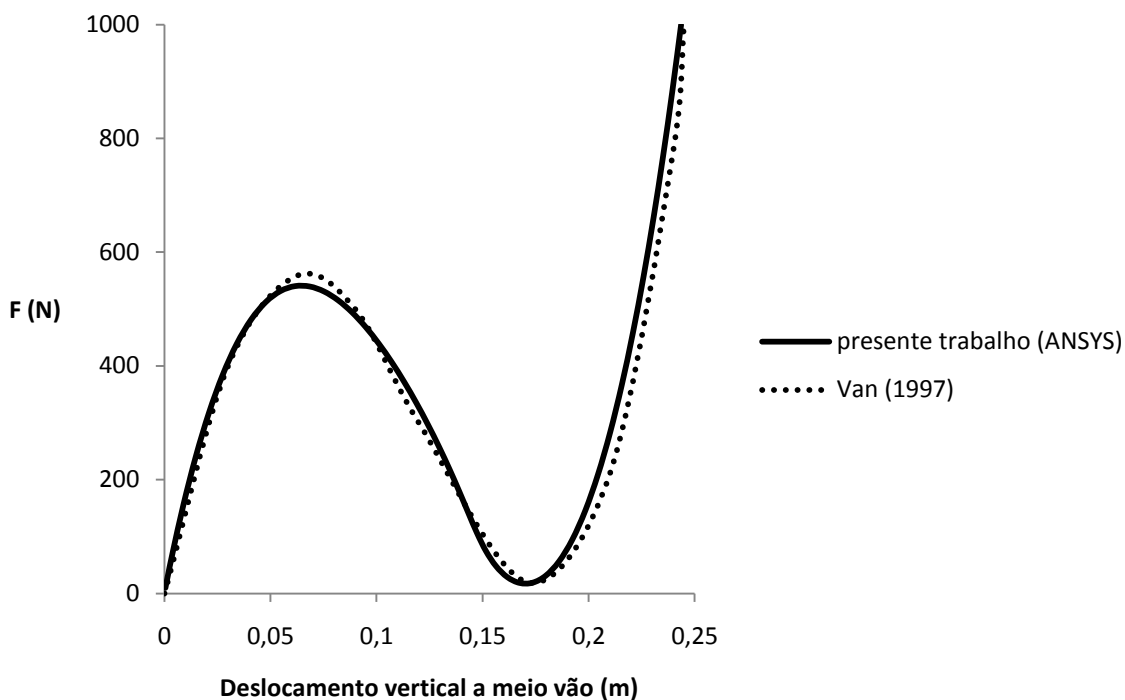


Fig. 3.21 – Curva F-deslocamento vertical

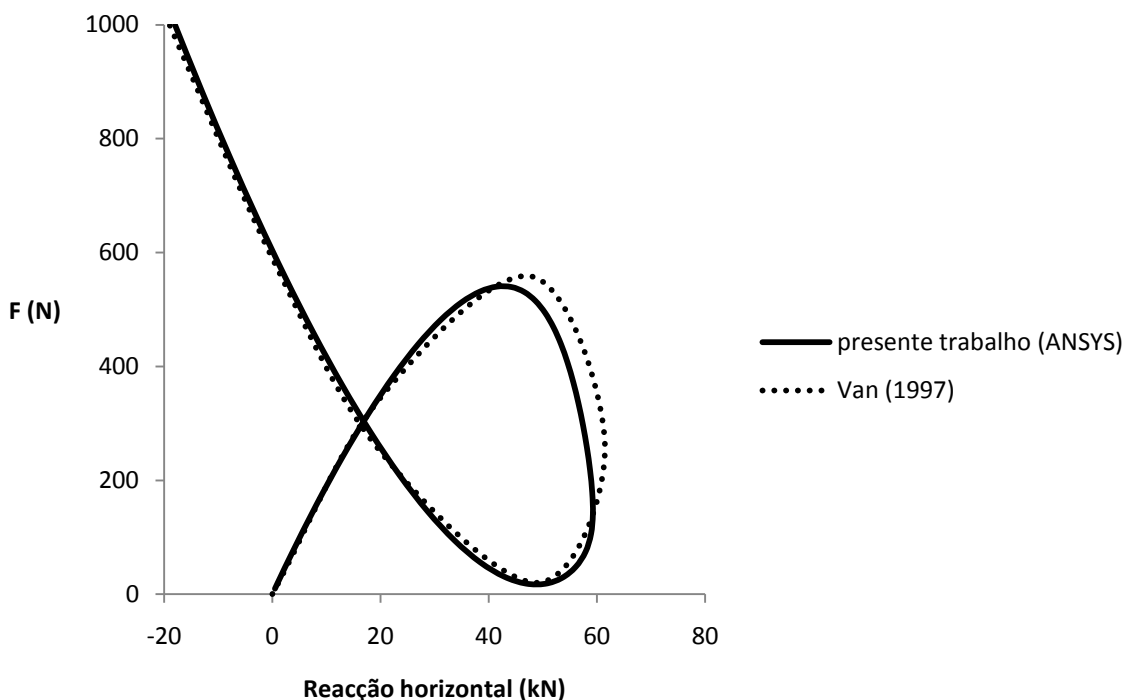


Fig. 3.22 – Curva F-Reacção horizontal

Na Fig. 3.22 está representada a força F em função da reacção horizontal. A reacção horizontal é de compressão e o seu valor cresce até que a força F atinja os 540 N. Enquanto a força F decresce no *snap-through*, a reacção horizontal atinge um valor máximo de 59,2 kN. Quando F atinge o seu valor mais baixo, a reacção horizontal decresce e muda de compressão para tracção quando F é

aproximadamente de 600 N. A principal diferença encontrada para os resultados obtidos por Van residem no valor máximo da reacção horizontal, de resto, as curvas praticamente que se sobrepõem.

### 3.3.4.2. Treliza plana

O exemplo da Fig. 3.23 foi elaborado por Ghali et al. (2003, p. 717) com o objectivo de estudar a sua não linearidade geométrica. As distâncias  $b$  e  $h$  são iguais a 300 e a 10 unidades de comprimento, respectivamente. As barras AB e BC têm uma rigidez  $EA = 8 \cdot 10^6$  (unidades de força). No nó B aplica-se uma força  $F$ , da qual resulta um deslocamento  $D$ .

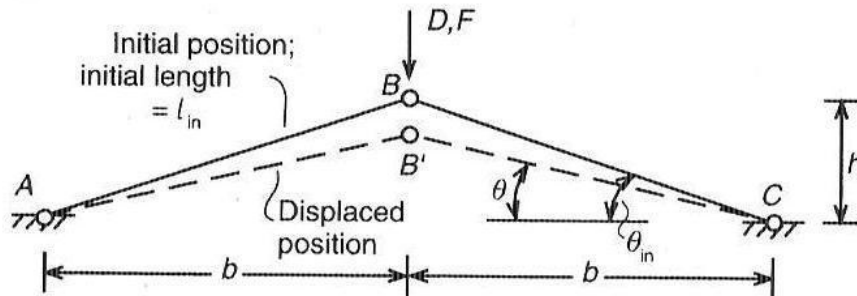


Fig. 3.23 – Treliza plana de um grau de liberdade (Ghali, A. [et al.], 2003, p. 717)

Para resolver o problema utilizam-se os dois métodos propostos no ANSYS que permitem ultrapassar situações de *snap-through*: o método de controlo do comprimento de arco e o método de Newton-Raphson com estabilizador. As diferenças entre os dois estão representadas na Fig. 3.24.

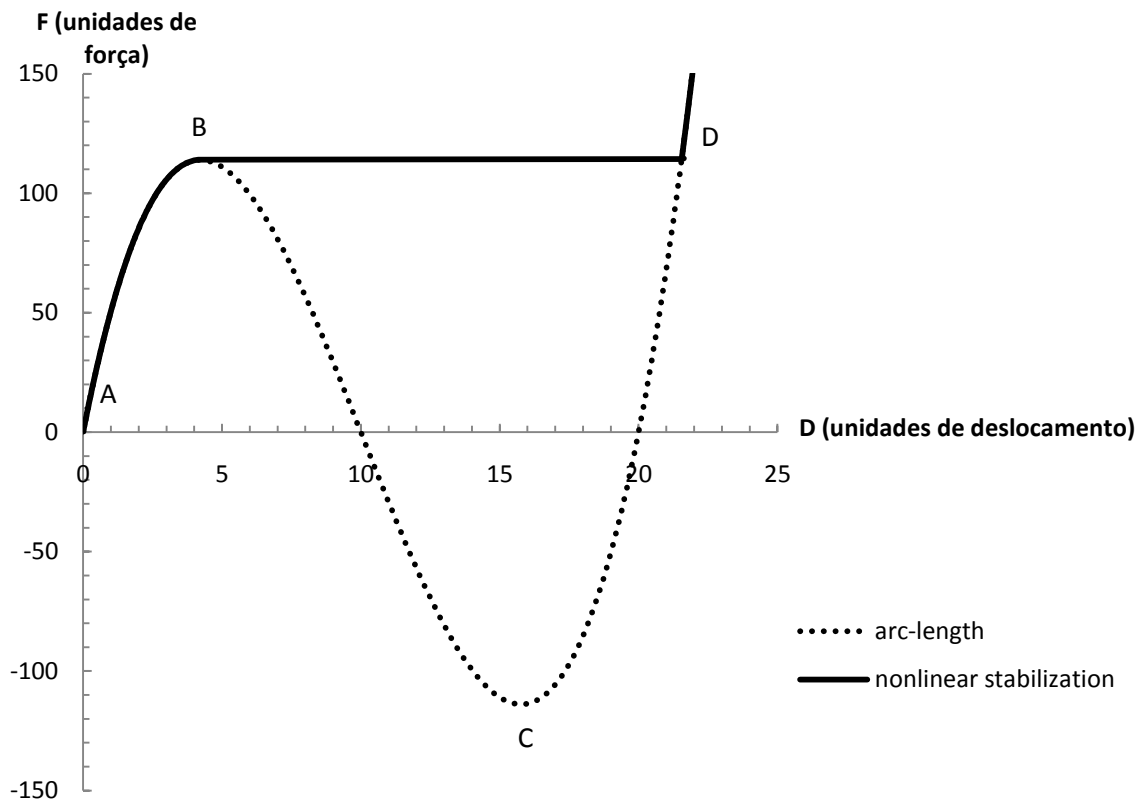


Fig. 3.24 – Curva F-D, comparação entre *arc-length* e *nonlinear stabilization*

As diferenças entre os dois métodos estão bem claras na Fig. 3.24. Utilizando o método de Newton-Raphson com estabilizador o incremento de força de força nunca pode ser negativo, por isso, a análise “salta” do ponto B para o ponto D, apanhando aí a nova configuração estável da estrutura. Com o método de controlo do comprimento de arco os resultados obtidos são iguais aos apresentados por Ghali et al. (2003, p. 717), as curvas sobrepõem-se completamente.

### 3.4. CONCLUSÕES

Este capítulo expõe de forma sintetizada os métodos de análise não linear geométrica disponíveis e a sua aplicação em pequenos exemplos. No estudo de vigas em fundação elasto-plástica, é perceptível como o ponto-limite, associado à carga crítica ou a  $T_{B,MAX}$ , é altamente influenciado pela rigidez das molas de fundação. Através dos problemas formulados em 3.3.2 e 3.3.3 é possível chegar-se a uma conclusão importante: depois de a mola ou as molas plastificarem a resposta da barra tende a aproximar-se da resposta de uma barra sem molas. Quando a solicitação é uma carga térmica não é possível, aparentemente, obter directamente o valor de  $T_{B,MIN}$  destas estruturas simples utilizando o método de controlo de comprimento de arco do ANSYS.

Através dos resultados apresentados, conclui-se que com o método de controlo do comprimento de arco do ANSYS consegue-se obter facilmente a resposta de uma estrutura com comportamento de *snap-through*. No entanto, quando o tipo de carregamento é uma variação de temperatura, os resultados dados pelo programa não são realistas. Foram tentados, em muitos casos, diversos valores para o intervalo de raios dos arcos, mas sempre sem sucesso. Portanto, é de prever sérios problemas em obter resultados para uma estrutura tão complexa como a de uma linha ferroviária, quando não foi possível nestes exemplos muito simples. O método de Newton-Raphson com estabilizador pode ser uma boa alternativa, mas só é útil se existir alguma forma de encontrar o  $T_{B,MIN}$  da Fig. 2.8.

Em 1997, Van (p. 170) refere que não existem métodos de controlo do comprimento de arco disponíveis na literatura que suportem cargas térmicas. Devido a esse facto ele mesmo desenvolveu um método que resolvesse casos com cargas térmicas ou mecânicas, implementando-o num programa designado por CWERRI. Da mesma forma o método de controlo do comprimento de arco do ANSYS aparenta não estar preparado para lidar com cargas térmicas.

## 4

## MODELAÇÃO DA VIA

## 4.1. MODELO TRIDIMENSIONAL

A estrutura da via-férrea consiste essencialmente em dois carris (*rails*) paralelos, travessas (*ties* ou *sleepers*) e o sistema de fixação que inclui as palmilhas (*pad-fasteners* ou simplesmente *PF*), ver Fig. 4.1. O sistema de fixação, incluindo as palmilhas, serve como elemento de ligação dos carris às travessas. As travessas são dispostas segundo intervalos fixos ao longo do comprimento da via e suportam os carris e transferem os esforços ao balastro (*ballast*). As travessas também ajudam a preservar a bitola, isto é, a distância entre os carris. A ligação entre os carris e as travessas não é rígida, tem uma resistência finita à translação e à rotação (denominada como rigidez das palmilhas).

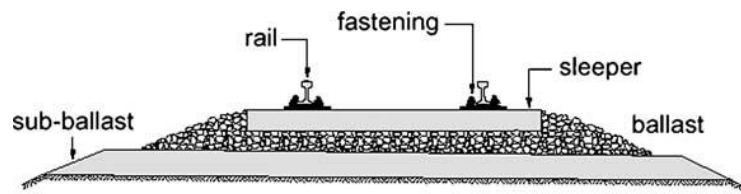


Fig. 4.1 – A via e o balastro no plano vertical (Lim, N.H. [et al.], 2003)

O balastro é simulado através de um conjunto de molas, cada mola está ligada entre um nó da travessa e outro representante do balastro. A resistência lateral está dividida em duas molas com um comportamento bilinear elasto-plástico, situadas nas extremidades da travessa. A resistência longitudinal divide-se também por duas molas ligadas às travessas com comportamento bilinear elasto-plástico, no alinhamento dos carris. A resistência vertical do balastro divide-se por cinco molas com igual espaçamento e têm um comportamento linear-elástico, como uma fundação de Winkler. Este tipo de modelação é igual à apresentada por Lim et al. (2008), representada na Fig. 4.2. A bitola de 1435 mm corresponde ao valor tipo para linhas ferroviárias europeias.

Os carris e as travessas são modelados com elementos de barra de seis graus de liberdade por nó. As palmilhas são modeladas por molas elásticas com seis graus de liberdade por nó. Cada uma destas molas faz a ligação entre dois nós, mas o seu comprimento é zero.

De forma a facilitar a modelação geométrica tridimensional da via, considera-se que o elemento da travessa cruza-se com os elementos dos carris no centro de gravidade da secção dos mesmos. No ponto onde os elementos se cruzam é usado o sistema de duplo nó, existem dois nós com as mesmas coordenadas, um referente ao carril e outro à travessa.

O sistema de fixação assume-se que actua ao nível do centro de gravidade do banzo inferior do carril. Para obter um comportamento correcto do sistema de fixação, é necessário aplicar um *offset* que

relacione o vector deslocamento no centro de gravidade e centro de corte do carril com o vector deslocamento do ponto onde o sistema de fixação se encontra, efectivamente, ligado ao carril. Esta técnica é bem explicada por Lim et al. (2003) na Fig. 4.3.

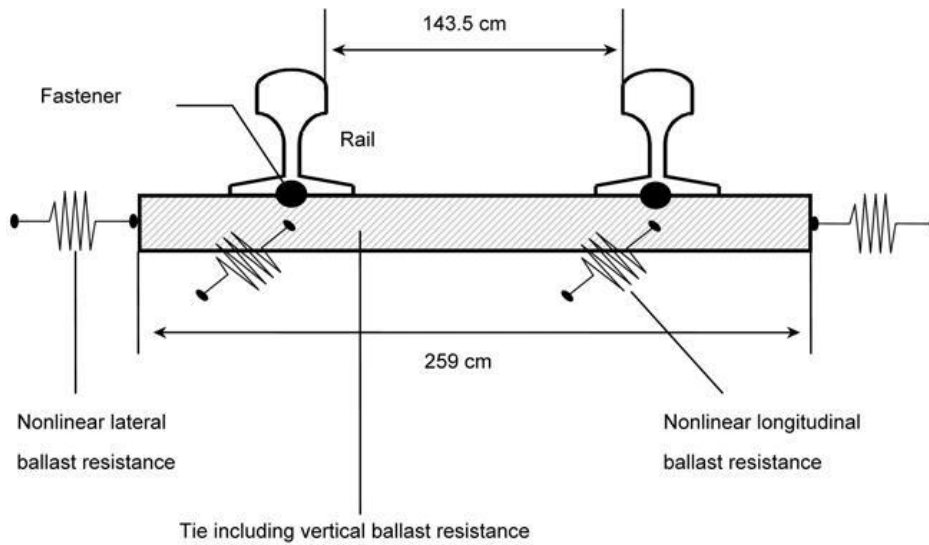


Fig. 4.2 – Corte transversal do modelo tridimensional da via (Lim, N.H. [et al.], 2008)

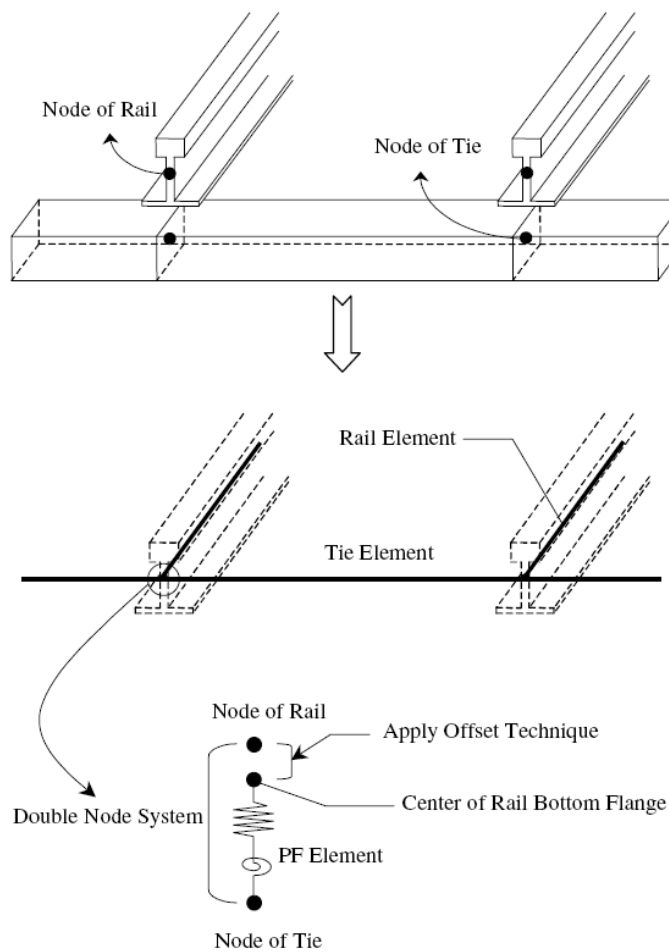


Fig. 4.3 – Técnica de offset aplicada ao modelo da via (Lim, N.H. [et al.], 2003)

Para simular a continuidade da via, inclui-se no modelo molas lineares elásticas longitudinais nas extremidades dos carris.

#### 4.2. CARRIS

As propriedades mais importantes dos carris, nos casos de estabilidade de vias de BLS, são a área da secção transversal ( $A$ ) e o momento de inércia segundo a direcção vertical ( $I_y$ ) e lateral ( $I_z$ ).

O Quadro 4.1 fornece uma lista de secções correntes. O quadro mostra que a inércia na direcção vertical é cerca de cinco a seis vezes maior que na direcção lateral, o que explica em parte o facto de na maior parte dos casos a encurvadura ocorrer no plano horizontal. O número que aparece associado à designação da secção, como “60” em UIC60, indica qual a massa por unidade de comprimento do carril.

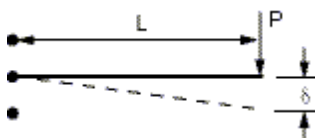
O módulo de elasticidade do aço varia entre 205 e 210 GPa e o coeficiente de dilatação térmica, normalmente utilizado, situa-se entre  $10 \cdot 10^{-6}$  e  $12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ . O coeficiente de Poisson do aço é 0,3.

As juntas de dilatação são utilizadas para controlar o esforço axial nos carris, pois permitem deslocamentos longitudinais. O deslocamento máximo permitido depende do tipo de junta, mas está usualmente entre 120 ou 220 mm. Existe o interesse em diminuir ao máximo o número de juntas em vias de BLS, uma vez que são pouco económicas e exigem uma manutenção elevada.

Quadro 4.1 – Propriedades das secções de carris correntes (Van, M.A., 1997, p. 59)

Country	Rail section	$A$ [m <sup>2</sup> ]	$I_y$ [m <sup>4</sup> ]	$I_z$ [m <sup>4</sup> ]
France	U33	$5906 \cdot 10^{-6}$	$1588 \cdot 10^{-8}$	$338 \cdot 10^{-8}$
	U35-U50	$6450 \cdot 10^{-6}$	$2019 \cdot 10^{-8}$	$405 \cdot 10^{-8}$
Germany	S49	$6296 \cdot 10^{-6}$	$1819 \cdot 10^{-8}$	$320 \cdot 10^{-8}$
	S54	$6948 \cdot 10^{-6}$	$2073 \cdot 10^{-8}$	$359 \cdot 10^{-8}$
Great Britain	BS110A	$6950 \cdot 10^{-6}$	$2345 \cdot 10^{-8}$	$417 \cdot 10^{-8}$
	BS113A	$7150 \cdot 10^{-6}$	$3349 \cdot 10^{-8}$	$418 \cdot 10^{-8}$
Ireland	85 lb/yards	$5370 \cdot 10^{-6}$	$1154 \cdot 10^{-8}$	$290 \cdot 10^{-8}$
	92 lb/yards	$5943 \cdot 10^{-6}$	$1586 \cdot 10^{-8}$	$293 \cdot 10^{-8}$
Japan	50N	$6405 \cdot 10^{-6}$	$1960 \cdot 10^{-8}$	$322 \cdot 10^{-8}$
	50T	$6783 \cdot 10^{-6}$	$2279 \cdot 10^{-8}$	$380 \cdot 10^{-8}$
	60	$7750 \cdot 10^{-6}$	$3090 \cdot 10^{-8}$	$512 \cdot 10^{-8}$
Netherlands	NP46	$5930 \cdot 10^{-6}$	$1605 \cdot 10^{-8}$	$308 \cdot 10^{-8}$
Switzerland	SBB1	$5880 \cdot 10^{-6}$	$1631 \cdot 10^{-8}$	$298 \cdot 10^{-8}$
	UIC54E	$6860 \cdot 10^{-6}$	$2308 \cdot 10^{-8}$	$342 \cdot 10^{-8}$
UIC	UIC54	$6934 \cdot 10^{-6}$	$2346 \cdot 10^{-8}$	$418 \cdot 10^{-8}$
	UIC60	$7686 \cdot 10^{-6}$	$3055 \cdot 10^{-8}$	$513 \cdot 10^{-8}$
USA	AREA132	$8355 \cdot 10^{-6}$	$3671 \cdot 10^{-8}$	$607 \cdot 10^{-8}$
	AREA136	$8612 \cdot 10^{-6}$	$3950 \cdot 10^{-8}$	$612 \cdot 10^{-8}$

A modelação dos elementos dos carris baseia-se na teoria da viga de Timoshenko, que tem em conta as deformações por corte. Para mostrar as diferenças dos resultados, entre a formulação de Timoshenko e a de Euler-Bernoulli, o ANSYS fornece valores comparativos do deslocamento  $\delta$  na análise do elemento da Fig. 4.4.

Fig. 4.4 – Barra encastrada com deslocamento  $\delta$  quando sujeita a carga P

Quadro 4.2 – Estimativa das deformações por corte

Razão de esbelteza ( $GAL^2/(EI)$ )	$\delta$ Timoshenko / $\delta$ Euler-Bernoulli
25	1,120
50	1,060
100	1,030
1000	1,003

O comprimento L diz respeito ao elemento estrutural, não ao elemento finito. Os valores do Quadro 4.2 servem como orientação geral, não devendo ser extrapolados para uma outra aplicação.

### 4.3. TRAVESSAS

As travessas podem ser de madeira, de betão armado e pré-esforçado ou metálicas.

Uma travessa de madeira é feita de diferentes tipos de madeira e a sua massa é cerca de 100 kg. Tem uma secção prismática de 0,15 m de altura e 0,20 m (valores aproximados) de largura e o seu comprimento é aproximadamente 2,6 m. Em situações especiais, como pontes e intersecções de vias, as suas dimensões podem variar. O atrito entre a base da travessa e o balastro é um parâmetro importante e existem formas de o aumentar, que fornecem maior rugosidade na base da travessa. O coeficiente de atrito para travessas de madeira pode variar entre 0,5 e 2,0.

As travessas de betão podem ser divididas em duas categorias: travessas monobloco de secção transversal quase constante e travessas bibloco, que consistem em dois blocos ligados por um tubo de aço. A massa das travessas de betão varia entre 200 e 300 kg e as suas dimensões são similares às das travessas de madeira. O facto de serem mais pesadas constitui uma vantagem, no que diz respeito à estabilidade lateral da via, porque a força de atrito desenvolvida na base das travessas é maior. A face inferior da travessa deve ser rugosa, para aumentar o atrito. É comum considerar um coeficiente de atrito para travessas de betão entre 0,8 e 0,9.

O espaçamento entre travessas é também um factor que tem influência na resistência lateral da via. Quanto menor for a distância entre travessas maior é a resistência. Segundo Kutz (2004) o espaçamento ronda valores de 495 mm para travessas de madeira e 610 mm para travessas de betão.

No ANSYS, as travessas são modeladas por elementos com 6 graus de liberdade por nó. As deformações por corte são desprezadas.

#### 4.4. SISTEMA DE FIXAÇÃO

O sistema de fixação consiste numa base em placa de aço com fixadores que podem ser em forma de cliques ou pregos, ver Fig. 4.5 e 4.6, a sua função é manter os carris ligados às travessas. Entre a placa de aço e o carril encontra-se a palmilha, elemento elástico e deformável. Os únicos sistemas de fixação que se adequam às vias de BLS são os que garantem rigidez suficiente para evitar que os carris escorreguem longitudinalmente, assim como uma rigidez torsional suficiente em relação às travessas.



Fig. 4.5 – Palmilha fixa por pregos ou grampos



Fig. 4.6 – Palmilha fixa por cliques

Na direcção longitudinal a fixação tem de ser capaz de transferir os esforços longitudinais para a travessa, limitar os danos no caso de ruptura dos carris e prevenir a fluência da via longitudinalmente. É comum existir uma maior resistência longitudinal na palmilha do que a resistência proveniente do contacto entre as travessas e o balastro, na ordem de 3 a 5 vezes maior. Nesse caso é a travessa que se move no balastro e não o carril que escorrega sobre a travessa. As cargas verticais também influenciam a resistência longitudinal das palmilhas e a resistência longitudinal do balastro, sendo que o acréscimo na resistência do balastro é maior do que na das palmilhas. Para carregamentos verticais muito elevados este é um facto a ter em atenção, pois pode ocorrer escorregamento dos carris em relação às travessas se a resistência do balastro for muito elevada.

A rigidez torsional das palmilhas tem sido alvo de testes experimentais que relacionam o momento torsional com o ângulo de rotação. Nesses testes o carril é preso pelo sistema de fixação sobre uma travessa fixa e sujeito a um momento. A Fig. 4.7 mostra os resultados obtidos por Samavedam et al. (1993).

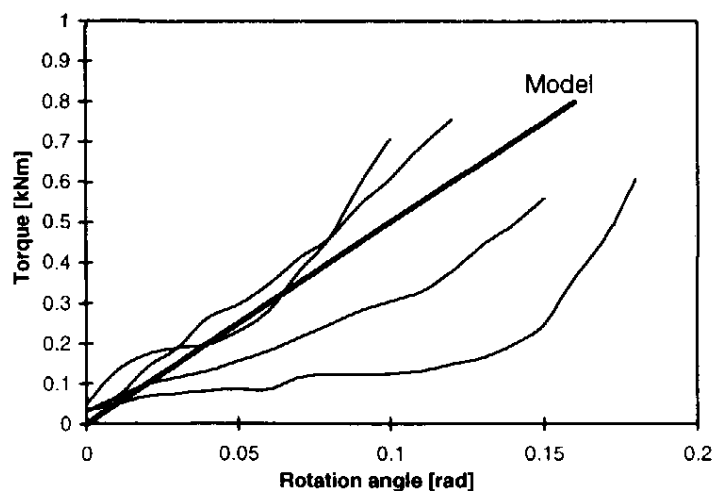


Fig. 4.7 – Resultados de ensaios à rigidez torsional das palmilhas (Samavedam, G. [et al.], 1993)

A maioria dos investigadores concorda em modelar as palmilhas como elementos com comportamento linear-elástico, como a curva “Model” da Fig. 4.7. A sua rigidez depende não só do tipo de fixação, mas também do tipo de carris e travessas utilizados. A ERRI Specialists’ Committee D 202 (1999a) propôs valores entre 150 e 250 kNm/rad para travessas de madeira e entre 75 e 150 para travessas de betão, valores por metro de via. Estes valores também dependem do tipo de fixadores utilizados.

#### 4.5. BALASTRO

A via é suportada pelo balastro lateralmente, longitudinalmente e verticalmente. A sua resistência está dependente da interacção entre as travessas e o balastro.

##### 4.5.1. RESISTÊNCIA LATERAL

A resistência lateral do balastro é o parâmetro mais importante e está dependente do material, peso e tamanho das travessas, largura das banquetas, nível de consolidação do balastro e cargas verticais. Pode ser dividida em três componentes (Fig. 4.8): devido a atrito na face inferior da travessa ( $F_b$ ), devido a atrito nas faces laterais da travessa ( $F_s$ ) e a força desenvolvida na zona da banquetta ( $F_e$ ). Cada um destes componentes corresponde aproximadamente a um terço do total da resistência lateral se a via não estiver carregada verticalmente, segundo ensaios estudados pela ERRI Specialists’ Committee D 202 (1997). A resistência lateral é normalmente medida através do teste de arranque de uma única travessa, STPT.

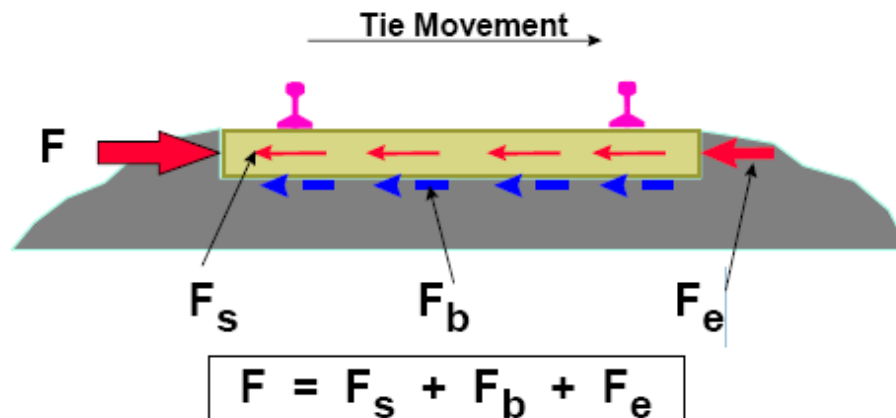


Fig. 4.8 – Componentes da resistência lateral do balastro

Numa via bem dimensionada as cargas devido à passagem dos comboios e à temperatura são absorvidas sem a estrutura da via se deformar excessivamente. A força lateral que o comboio exerce sobre os carris é contrariada pelas forças de reacção laterais mobilizadas pelo balastro.

Se o balastro estiver em bom estado a sua resistência lateral apresenta um valor de pico ( $F_p$ ), associado a um deslocamento de apenas alguns milímetros ( $W_p$ ), e depois cai até atingir o valor da resistência limite ( $F_l$ ), ver Fig. 4.9 e 4.10. Se a via tiver sido alvo de operações de manutenção, como nivelamento (ataque), recolocação das travessas e limpeza do balastro, a resistência desce substancialmente e deixa de existir um pico, ficando o balastro enfraquecido. Na Fig. 4.9 é possível observar esta diferença na resistência, onde *consolidated* corresponde a um balastro de boa qualidade e *tamped* depois do ataque ao balastro. Para atenuar as consequências do ataque à via, existem métodos de estabilização dinâmica que compactam o balastro para este ficar um pouco mais resistente, de

forma a apresentar novamente uma resistência de pico. A força de pico pode rondar os 6 kN por travessa para um balastro enfraquecido e os 10 kN por travessa para um balastro de boa qualidade.

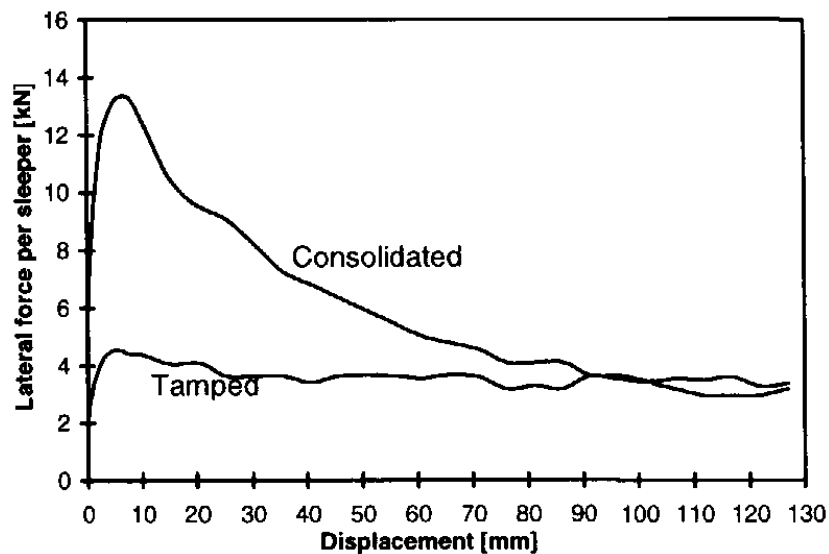


Fig. 4.9 – Curvas da resistência lateral do balastro obtidas com o ensaio STPT (Samavedam, G. [et al.], 1993)

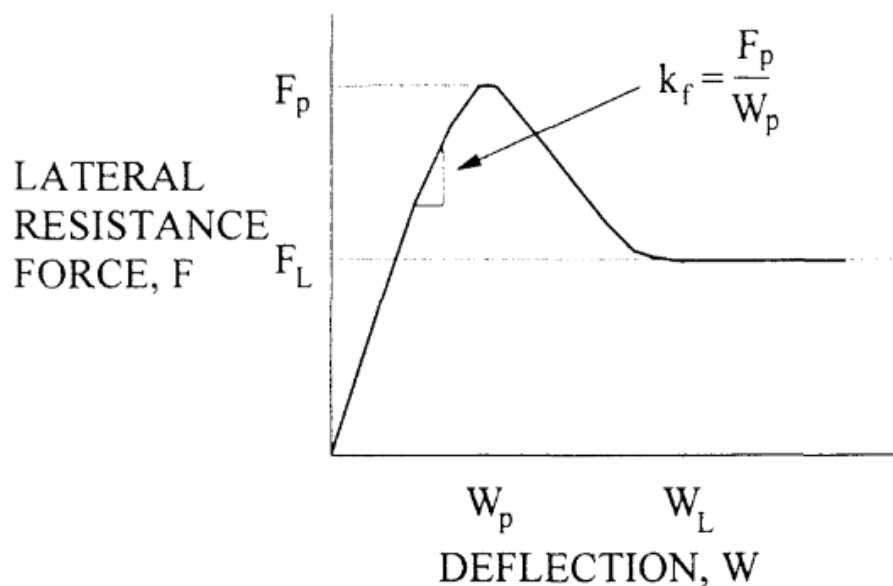


Fig. 4.10 – Curva típica da resistência lateral do balastro (Zand, J. and Moraal, J., 1997)

Para modelar o balastro, pode-se considerar um comportamento elasto-plástico bilinear (Fig. 4.11) ou o com a inclusão de *softening* (Fig.4.12). À partida, o modelo de *softening* traduz melhor a realidade da resistência lateral do balastro, no entanto, o tempo de cálculo pode ser muito maior neste caso.

No ANSYS, utiliza-se o modelo bilinear da Fig. 4.13 para as duas molas por travessa referentes à resistência lateral do balastro. É mais simples e os resultados, geralmente, não são muito diferentes aos obtidos com *softening*. Foi desta forma que Lim et al. (2008, 2003) traduziram a resistência lateral do balastro no seu modelo. Como são duas molas por travessa, cada uma terá um valor de pico correspondente a metade de  $F_p$ .

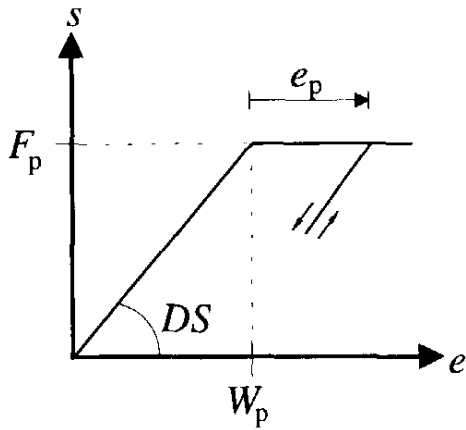


Fig. 4.11 – Curva elasto-plástica bilinear

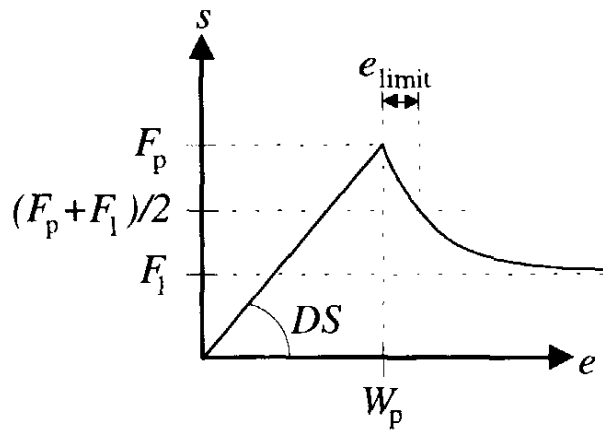


Fig. 4.12 – Curva com softening

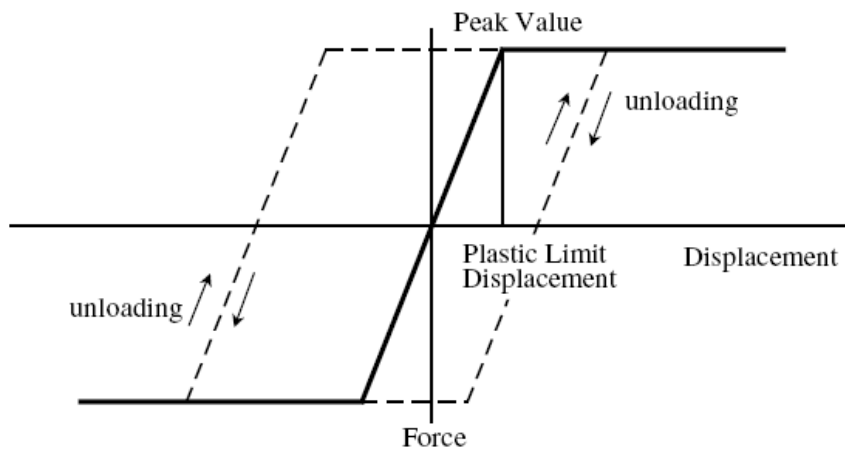


Fig. 4.13 – Curva força-deslocamento das molas da resistência lateral do balastro (Lim, N.H. [et al.], 2003)

Se existirem cargas verticais na via, a resistência lateral do balastro pode variar consideravelmente. Esta variação deve-se ao atrito entre as travessas e o balastro, que origina uma nova força de pico:

$$Fp_{max} = Fp + \mu Fv \tag{4.1}$$

onde  $\mu$  representa o coeficiente de atrito e  $Fv$  as cargas verticais.

Esveld (2001) refere duas formas como esta variação da resistência lateral se pode traduzir na curva força-deslocamento. Na primeira (Fig. 4.14) o deslocamento  $Wp$  não varia, existindo uma variação da rigidez devido à alteração de  $Fp$ . Na segunda (Fig. 4.15) a rigidez não varia, alterando-se o valor de  $Wp$  conforme a variação de  $Fp$ . Esveld refere ainda que, do ponto de vista físico, a segunda hipótese é mais consistente, no entanto, diversos testes têm mostrado que não existem diferenças significativas entre os resultados obtidos pelas duas hipóteses.

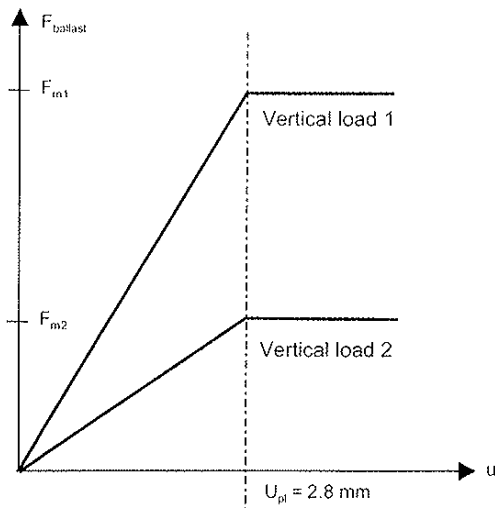


Fig. 4.14 – Variação de  $F_p$  devido a  $F_v$  - hipótese 1 (Esveld, C., 2001, p. 190)

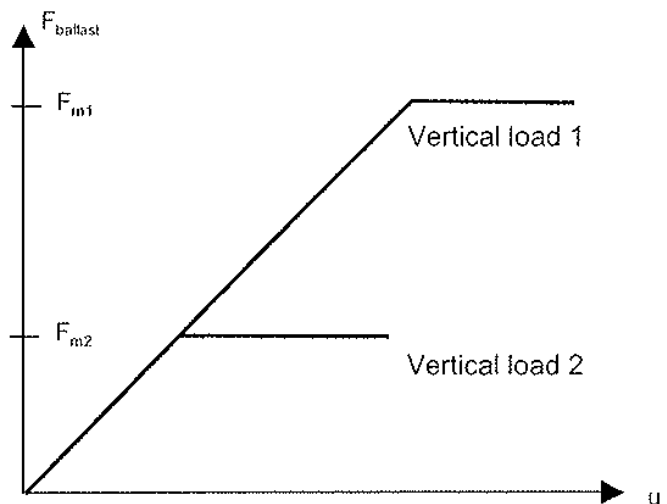


Fig. 4.15 – Variação de  $F_p$  devido a  $F_v$  - hipótese 2 (Esveld, C., 2001, p. 190)

#### 4.5.2. RESISTÊNCIA LONGITUDINAL

Na prática a resistência longitudinal do balastro pode ser medida puxando ou empurrando uma única travessa ou secção da via na direcção longitudinal. Os resultados obtidos por Samavedam et al. (1993), para balastro de boa qualidade (consolidado) e depois do ataque, estão representados na Fig. 4.16. A figura ilustra como a consolidação do balastro influencia a sua resistência. Nos modelos é usual adoptar-se uma configuração bilinear, como representado na curva “model”.

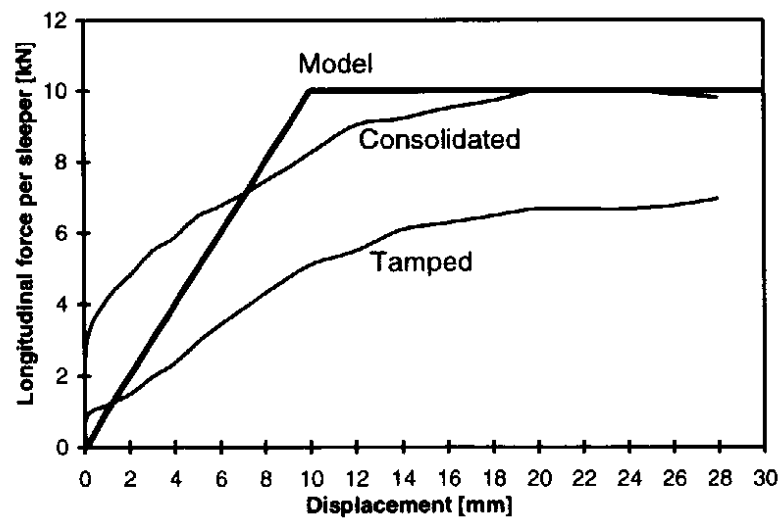


Fig. 4.16 – Resultados de ensaios à resistência longitudinal do balastro (Samavedam, G. [et al.], 1993)

A relação bilinear para a resistência longitudinal depende das condições do balastro e do carregamento a que a via está sujeita. Como valores correntes, a força de pico para balastros de boa qualidade pode andar entre 10 a 20 kN por travessa e entre 5 a 10 kN por travessa para balastros enfraquecidos. Geralmente, a resistência longitudinal do balastro é 50 a 95% maior que a sua resistência lateral. Estes valores variam muito consoante a construção e manutenção da via.

As cargas verticais também influenciam o valor de pico da resistência longitudinal, que pode ser calculado de forma semelhante à resistência lateral.

Na modelação, a curva força-deslocamento das molas de resistência longitudinal é idêntica à da resistência lateral (Fig. 4.13). Apenas os valores de  $F_p$  e  $W_p$  são diferentes.

#### 4.5.3. RIGIDEZ VERTICAL

Normalmente, as espessuras das camadas de balastro e sub-balastro são cerca de 0,3 m e 0,1 m, respectivamente. O sub-balastro é usualmente colocado por cima de uma camada de areia.

Se existirem cargas verticais aplicadas na via, as travessas movem-se verticalmente no interior do balastro. A deformação vertical dos carris deve ser limitada para evitar problemas de fadiga. Esta condição impõe uma resistência vertical mínima das camadas de fundação por baixo da via.

Uma forma comumente aceite de modelar a resistência vertical, é através de molas de comportamento linear-elástico, como uma fundação de Winkler. Na Fig. 4.17 está representada a deformação vertical estática de uma viga sobre uma fundação de Winkler sujeita a um carregamento vertical, o posicionamento das cargas verticais é típico da passagem do comboio e coincide com os eixos das rodas. A rigidez vertical idealizada é geralmente da ordem de 100 kN/mm por metro de via.

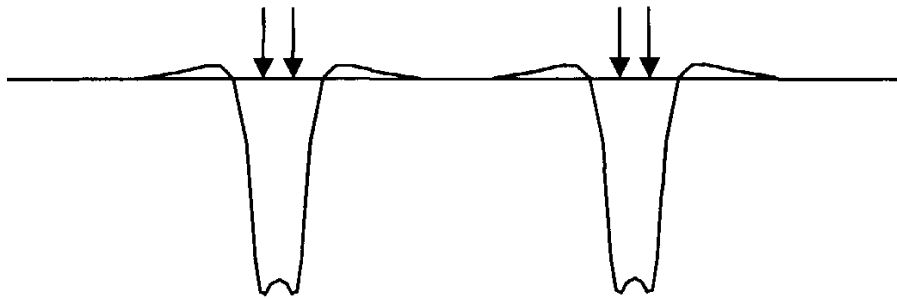


Fig. 4.17 – Deformação vertical devido a quatro eixos de carga

A figura mostra que a via é levantada na zona próxima das cargas, este fenómeno denomina-se por levantamento dinâmico da via e ocorre devido à passagem das cargas rolantes. Este levantamento reduz a resistência lateral e longitudinal do balastro e pode causar um aumento do perigo de instabilidade.

#### 4.6. IMPERFEIÇÕES

As questões da estabilidade lateral da via que afectam a segurança das vias relacionam-se sobretudo com a formação e crescimentos das irregularidades laterais da via, devidas à relação das forças  $L/V$  ( $L$  - carga lateral;  $V$  - carga vertical) e forças longitudinais, ou com o que é definido por desvio lateral da via.

Os desalinhamentos existentes são tipicamente pequenos em magnitude, mas em combinação com outros parâmetros podem conduzir a condições de insegurança tal como: galgamento das rodas, variação dinâmica da bitola, movimento de galope do bogie, encurvadura da via, ou condições da via que conduzem a níveis de conforto dos passageiros intoleráveis. Kish et al. (1998) referem ainda como mecanismos importantes para o fenómeno do desvio da via: efeitos das curvas, outras influências de  $L/V$  tais como as cargas do vento e das rajadas, forças de impacto verticais e a influência do

levantamento dinâmico da via. As causas principais dos desalinhamentos da via estão sintetizadas no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 – Causas dos desalinhamentos da via

Ocorrência	Causa
Formação dos defeitos iniciais da via ("pequenos")	(1) Imperfeições iniciais (rodas) e defeitos da construção (2) Relação de L/Vs elevadas devida aos movimentos de galope do bogie (3) Condições localizadas de balastro fraco (4) Forças longitudinais
Crescimento do alinhamento deficiente	(1) Aumento da relação L/V do sistema férroviário devido ao aumento dos defeitos da linha (2) Relação de L/Vs elevadas devida aos movimentos de galope do bogie (3) Forças longitudinais elevadas devido ao $\Delta T$ (4) Passagens múltiplas das rodas (5) "levantamento dinâmico da via" devido às cargas verticais
Formação repentina de uma grande deformação na via	(1) Forças longitudinais elevadas (2) $T_N$ reduzida (tensão livre para além da temperatura) (3) Defeitos do alinhamento causados pelo deslocamento da via (4) Curva de levantamento dinâmica (5) redução da resistência lateral

É essencial, para garantir os níveis de segurança das vias ferroviárias, controlar as irregularidades laterais estabelecendo limites para a mitigação do afastamento lateral da via. Para tal foi necessário determinar o desvio lateral da via designado por irregularidade crítica,  $\delta_c$ , para a qual a passagem de tráfego se torna instável.

Normalmente definem-se três níveis de irregularidades:

- $\delta_0$  – deficiência de alinhamento após a construção e operação manutenção, tipicamente na ordem de 1 a 4 mm;
- $\delta_m$  – deficiência de alinhamento máxima admissível antes da manutenção, situa-se no intervalo dos 4 aos 8 mm;
- $\delta_c$  – deficiência de alinhamento crítica para a qual a manutenção tem de ser forçosamente realizada e a segurança da via está potencialmente comprometida.

De forma a incorporar as imperfeições no modelo, é usual considerar que o desvio dos nós é dado por uma função seno. A forma das imperfeições está ilustrada na Fig. 4.18.

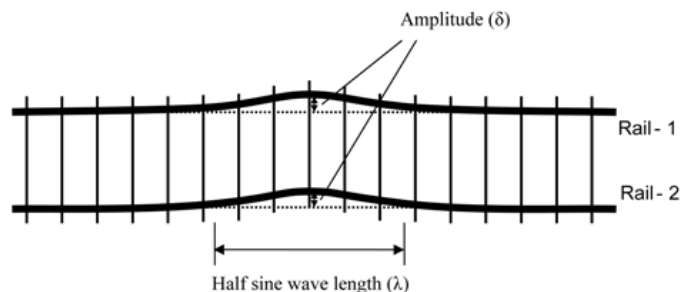


Fig. 4.18 – Tipo de imperfeição a incorporar no modelo (Lim, N.H. [et al.], 2008)

O comprimento das imperfeições ( $\lambda$ ) corresponde a meio seno (metade do comprimento de onda da função) e, geralmente, considera-se que a amplitude ( $\delta$ ) tem uma relação linear com o comprimento

das imperfeições:  $\lambda = m * \delta$ , onde  $m$  é constante. O valor de  $m$  pode andar entre 200 e 300 e para  $\lambda$  é comum adoptar-se um valor entre 10 e 20 metros.

## 4.7. CARGAS

### 4.7.1. DEVIDO À PASSAGEM DOS COMBOIOS

As cargas devido à passagem dos comboios têm componentes na direcção vertical, lateral e longitudinal. Cada uma destas direcções será discutida em separado. A Fig. 4.19 apresenta um esquema das forças a ter em consideração.

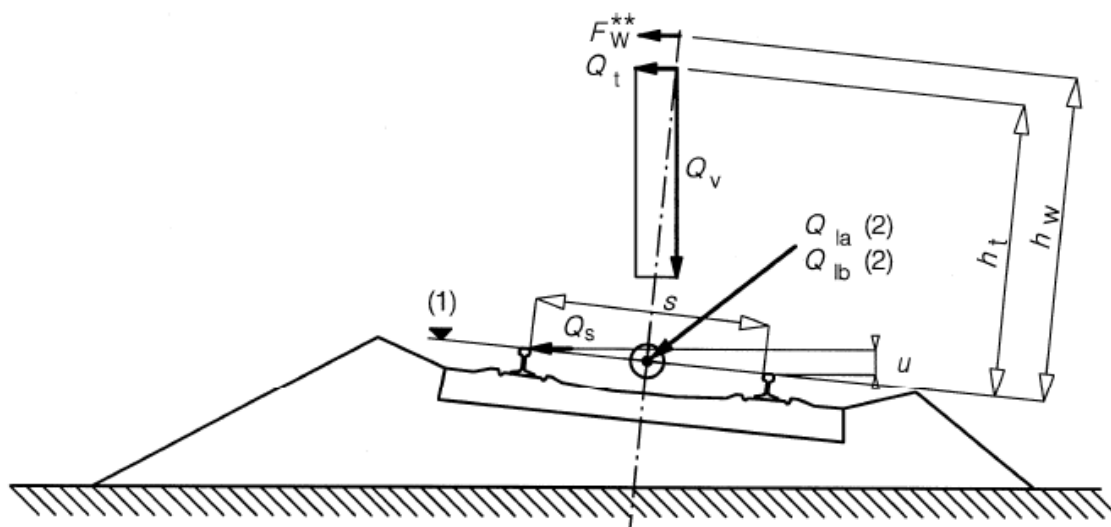


Fig. 4.19 – Notação e dimensões específicas da via dadas no Eurocódigo 1 (2003)

- (1) Superfície de rolamento
- (2) Forças longitudinais a actuar no eixo longitudinal do centro da via
- $F_w^{**}$  Força do vento
- $Q_{la}$  Força de tracção
- $Q_{lb}$  Força de travagem
- $Q_s$  Força de lacete
- $Q_t$  Força centrífuga
- $Q_v$  Carga por eixo vertical
- $h_t$  Altura da força centrífuga em relação à superfície de rolamento
- $h_w$  Altura da força do vento em relação à superfície de rolamento
- $s$  Bitola
- $u$  Inclinação, distância vertical entre a superfície superior dos dois carris num determinado local ao longo da via

## 4.7.1.1. Forças verticais

No Eurocódigo 1 parte 2 (2003) são expostos 4 modelos de carga diferentes: modelo 71, modelo SW/0, modelo SW/2 e modelo HSLM (High Speed Load Model). Também se pode considerar o modelo de carga “comboio vazio”, que consiste na consideração de uma carga uniformemente distribuída de 10 kN/m. O modelo de carga 71 é o mais generalista e é o único retratado no presente trabalho a título de exemplo.

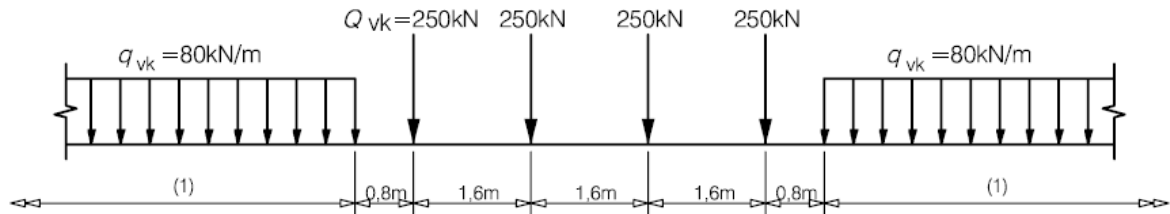


Fig. 4.20 – Modelo de carga 71 e valores característicos das cargas verticais dados no Eurocódigo 1 (2003)

O modelo de carga 71 (6.3.2), ilustrado na Fig. 4.20, representa o efeito estático devido às cargas verticais correspondentes a um tráfego de comboios normal. A distância (1) não apresenta nenhum valor limite. Os valores característicos das cargas devem ser multiplicados por um factor  $\alpha$ , para linhas sujeitas a tráfego mais leve ou mais pesado que o normal. Quando multiplicadas por este factor as cargas são apelidadas de “cargas verticais classificadas”. O factor  $\alpha$  deve ser um dos seguintes:

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

As acções listadas abaixo devem ser multiplicadas pelo mesmo factor  $\alpha$ :

- Cargas verticais equivalentes para terraplanagens e efeitos devidos à pressão das terras de acordo com 6.3.6.4;
- Forças centrífugas de acordo com 6.5.1;
- Força de lacete de acordo 6.5.2 (multiplicado por  $\alpha$  só quando  $\alpha > 1$ );
- Forças de arranque e de frenagem de acordo com 6.5.3;
- Resposta combinada da estrutura (ponte) e da via para acções variáveis de acordo com 6.5.4;
- Acções de descarrilamento para Situações Acidentais de Dimensionamento de acordo com 6.7.1(2);
- Modelo de carga SW/0 para pontes em viga contínua de acordo com 6.3.3 e 6.8.1(8).

Para linhas internacionais é recomendado que  $\alpha$  seja igual ou superior a 1. É permitido ao Anexo Nacional restringir  $\alpha$  a valores que sejam mais adequados a cada projecto.

## 4.7.1.2. Forças Laterais

As cargas laterais podem ser devido à força de lacete ou a forças centrífugas.

A força de lacete actua como uma força concentrada no plano horizontal, no topo dos carris, perpendicular ao eixo longitudinal da via. Deve ser tida em consideração tanto em via recta como em curva. O valor característico da força de lacete deve ser tomado como  $Q_{sk} = 100$  kN segundo o Eurocódigo 1.

A força centrífuga tem de ser tida em conta quando a via é em curva, o seu valor característico como carga pontual  $Q_{tk}$  ou uniformemente distribuída  $q_{tk}$  pode ser obtido, respectivamente, pelas expressões (4.2) e (4.3):

$$Q_{tk} = \frac{V^2}{127r} + (f Q_{vk}) \quad (4.2)$$

$$q_{tk} = \frac{V^2}{127r} + (f q_{vk}) \quad (4.3)$$

onde  $f$  é um factor reductor,  $V$  é a velocidade máxima em km/h e  $r$  o raio da curva.

O factor reductor pode ser obtido pelo ábaco da Fig. 4.21 ou pela expressão (4.4):

$$f = \left[ 1 - \frac{V - 120}{1000} \left( \frac{814}{V} + 1,75 \right) \left( 1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} \right) \right] \quad (4.4)$$

sendo obrigatoriamente superior ou igual a 0,35.  $L_f$  é o comprimento sujeito ao carregamento na curva, que no caso de uma ponte não deve ser considerado superior ao comprimento da ponte no seu dimensionamento. O valor de  $f$  deve ser igual a 1 para  $V \leq 120$  km/h ou  $L_f \leq 2,88$  m.

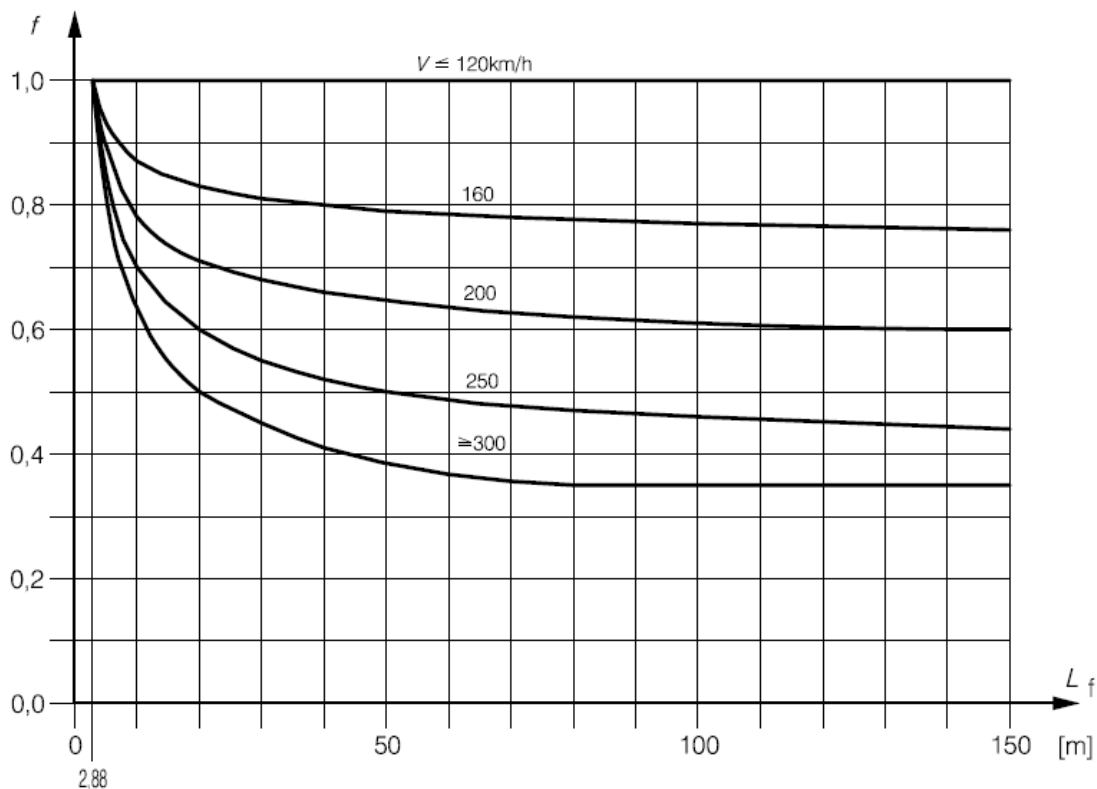


Fig. 4.21 – Factor  $f$  para o modelo de carga 71 e SW/0 dado pelo Eurocódigo 1 (2003)

#### 4.7.1.3. Forças longitudinais

As cargas longitudinais dividem-se em forças devido ao arranque e forças devido à frenagem. Actuam no topo dos carris e na direcção longitudinal da via como forças uniformemente distribuídas. O valor das forças de arranque deve ser tomado como  $Q_{lak} = 33 \text{ kN/m}$  e não deve ser superior a 1000 kN. Analogamente, o valor das forças de frenagem é  $Q_{lbk} = 20 \text{ kN/m}$  e não deve ser superior a 6000 kN. Estes valores são fornecidos pelo Eurocódigo 1 e dizem respeito ao modelo de carga 71.

#### 4.7.2. TÉRMICAS

A temperatura neutra  $T_0$  da via é definida como a temperatura a que o esforço longitudinal médio no carril é nulo. Se o carril está impedido de se deformar, quando exposto a uma temperatura  $T$  resulta um esforço axial  $N$  no carril de:

$$N = EA\alpha(T - T_0) \quad (4.5)$$

em que  $E$  é o módulo de elasticidade,  $A$  a área do carril e  $\alpha$  o coeficiente de dilatação térmica. No caso de um aumento de temperatura o esforço axial é de compressão, isto é, para uma temperatura no carril superior à temperatura neutra. Se a distribuição da temperatura pela secção do carril não for uniforme, o diagrama de esforços da secção também não é uniforme resultando na flexão do carril.

Para além das condições climáticas a temperatura dos carris também depende de factores como a orientação dos raios solares, sombras de túneis ou viadutos, velocidade e direcção do vento, etc. As medições mostram que a máxima temperatura dos carris é maior que a máxima temperatura do ar. Esveld (2001) define uma relação entre a temperatura dos carris e do ar para os casos da existência de sol e céu limpo ou céu nublado; com sol e céu aberto a temperatura dos carris chega a ser 15 a 20 °C superior à da temperatura do ar. No verão, em Portugal, a temperatura do ar pode atingir valores entre 35 a 40 °C. Portanto, a temperatura máxima dos carris andarás entre 50 a 60 °C. A ERRI utilizou valores entre 50 e 70 °C para a temperatura máxima e entre -30 e -10 °C para a temperatura mínima, no dimensionamento de diversas linhas ferroviárias europeias.

O intervalo de tempo entre a temperatura máxima e mínima do ar e a temperatura máxima e mínima da estrutura também deve ser tido em conta. A temperatura média dos carris muda mais depressa que a temperatura média da ponte. Assim, a diferença entre a temperatura máxima e mínima do tabuleiro da ponte é menor que nos carris.

Na Europa, a ERRI utilizou valores da temperatura neutra de dimensionamento entre 23 e 27 °C, embora valores entre 5 e 35 °C tenham sido usados em situações climáticas extremas.

Os sistemas de travagem, como o conhecido por *eddy current brakes* (Fig. 4.22), também podem gerar um aumento de temperatura nos carris. Os travões *eddy current* diminuem a fricção entre as rodas e os carris e conseqüentemente o ruído provocado pela travagem, devido a este facto este tipo de travões é uma boa solução para os comboios de alta velocidade. No entanto, ao travar é gerada uma corrente electromagnética que provoca um aumento da temperatura dos carris. Este aumento de temperatura não se distribui uniformemente, a temperatura no topo dos carris é maior do que na base. O valor desta variação depende do número de comboios a travar e do número de ímanes por comboio, assim como o tempo entre os comboios que travam. A título de exemplo, o aumento pode ser da ordem 20 °C para uma frequência da passagem de comboios de 10 minutos.



Fig. 4.22 – Travões *eddy current* de um comboio de alta velocidade alemão (ICE3)

## 5

## ENCURVADURA LATERAL DA VIA

## 5.1. DEFINIÇÃO DOS MODELOS

Com o objectivo de estudar a estabilidade lateral da via de BLS, utiliza-se o ANSYS para se efectuar uma análise não linear de três modelos, idênticos aos idealizados por Lim et al. (2003).

Os resultados obtidos por Lim et al. foram comparados com as análises efectuadas por Kish et al. (1982) e Ramesh (1985), que modelaram a via em viga e em carril-travessa a duas dimensões, respectivamente. Lim et al. comparou também alguns dos seus resultados com ensaios *in situ* estudados por Kish et al. (1982), mas, no presente trabalho, só se comparam os resultados obtidos através das análises numéricas dado a falta de informação sobre estes ensaios.

Os três modelos correspondem a troços de 199,92 m em linha recta, com imperfeições na zona central da via. Algumas análises paramétricas, como Lim et al. (2008) demonstraram que para se obter um valor aceitável de  $T_{B,MIN}$  os modelos devem ter um comprimento mínimo de aproximadamente 200 m.

A modelação é feita tal como descrito no capítulo 4, ou seja, elementos de barra tridimensionais de seis graus de liberdade (três de translação e três de rotação) a simular os carris e as travessas e elementos de mola para o balastro e as palmilhas. Nos carris é tida em conta a deformação por corte, teoria da viga de Timoshenko. A única carga a actuar é uma variação de temperatura nos carris, não se consideram forças devido a eventuais passagens dos comboios. O objectivo principal é registar os valores de  $T_{B,MAX}$  e  $T_{B,MIN}$  nesta situação, comparar com os resultados obtidos por cada um dos autores e tirar conclusões sobre qual a temperatura de segurança. Posteriormente efectua-se uma análise de sensibilidade destes dois parâmetros, variando características tanto do balastro como das palmilhas.

O Quadro 5.1 apresenta de forma comparativa os modelos dos diferentes autores. As principais diferenças estão relacionadas com o tipo de modelo (viga ou carril-travessa) e os graus de liberdade por nó considerados. Os carris RE132 correspondem à secção AREA132 do Quadro 4.1. O comprimento da via e o comprimento das imperfeições são ligeiramente diferentes de caso para caso, mas são sempre da ordem de 200 e 11 metros, respectivamente. A secção utilizada para os carris foi sempre a mesma, as suas propriedades estão no Quadro 5.2. Lim et al. (2003) assume que as travessas têm as dimensões do tamanho 4 recomendado AREA e são de madeira carvalho branco, as propriedades das travessas estão representadas no Quadro 5.3. A rigidez para as palmilhas de dois fixadores, Quadro 5.4, foi estimada para travessas de madeira e carris RE132. Como geralmente se considera que o valor da rigidez é igual a qualquer uma das três rotações, este conjunto de rigidezes pode-se denominar por rigidez torsional.

Os valores da resistência lateral e longitudinal do balastro são os mesmos utilizados por Ramesh (1985). A resistência vertical do balastro foi calculada com base no valor de  $35.161,5 \text{ kN/m}^2$ , que diz respeito a um espaçamento de travessas de 51 cm.

Na realidade, as extremidades dos carris não estão livres de se deslocarem. Não estão apoiadas nem encastradas, mas estão elasticamente restringidas na direcção longitudinal com uma certa rigidez.

Quadro 5.1 – Parâmetros da via

Parâmetros		Modelo de viga (Kish, A. [et al.], 1982)	Modelo carril-travessa 2-D (Ramesh, M.S., 1985)	Modelo do presente trabalho (Lim, N.H. [et al.], 2003)
Carris		RE132	RE132	RE132
Travessas	Material	-	Madeira	Madeira
	Dimensões	-	$17,8 \times 20,3 \times 259 \text{ cm}^3$	$17,8 \times 20,3 \times 259 \text{ cm}^3$
Espaçamento das travessas		50,8 cm	51 cm	51 cm
Bitola		-	143,5 cm	143,5 cm
Comprimento da via		199,95 m	200,15 m	199,92 m
Condições fronteira		98e3 kN/m	Apoios simples	98e3 kN/m
Resistência lateral do balastro	$F_p^a$	9,52 kN/m	9,52 kN/m	9,52 kN/m
	$W_p$	Rigidez constante	3,175 mm	3,175 mm 2 mm
Resistência longitudinal do balastro	$F_p^a$	12,15 kN/m	12,15 kN/m	12,15 kN/m
	$W_p$	Rigidez constante	12,7 mm	12,7 mm 3 mm
Resistência vertical do balastro		-	-	$35\ 161,5 \text{ kN/m}^2$
Imperfeições	Amplitude	4,064 cm	4,064 cm	4,064 cm
	Comprimento	10,97 m	11,18 m	11,22 m
Palmilhas		-	dois fixadores	dois fixadores quatro fixadores

<sup>a</sup> por espaçamento entre travessas

Quadro 5.2 – Propriedades do carril RE132

Área	83,548 cm <sup>2</sup>
Momento de inércia (maior)	3 671,16 cm <sup>4</sup>
Momento de inércia (menor)	591,05 cm <sup>4</sup>
Constante torsional	365,82 cm <sup>4</sup>
Constante de empenamento	28 035 cm <sup>6</sup>
Altura do centro de gravidade (em relação à base)	8,13 cm
Altura do centro de corte (em relação à base)	5,4 cm
Altura do centro de gravidade do banzo inferior (em relação à base)	1,11 cm
Módulo de elasticidade	210 GPa
Módulo de distorção	81 GPa
Coefficiente de dilatação térmica linear	11,5e-6 °C <sup>-1</sup>

Quadro 5.3 – Propriedades da travessa

Área	361,3 cm <sup>2</sup>
Momento de inércia (maior)	12 431,4 cm <sup>4</sup>
Momento de inércia (menor)	9 518 cm <sup>4</sup>
Constante torsional	19 408,4 cm <sup>4</sup>
Módulo de elasticidade	12,3 GPa
Módulo de distorção	3,47 GPa

Quadro 5.4 – Propriedades das palmilhas de dois fixadores

Rigidez longitudinal	5 260 kN/m
Rigidez lateral	26 302 kN/m
Rigidez vertical	35 069 kN/m
Rigidez rotacional longitudinal	166,3 kNm/rad
Rigidez rotacional lateral	166,3 kNm/rad
Rigidez rotacional vertical	166,3 kNm/rad

Na Fig. 5.1 estão representados os dois carris, carril 1 e carril 2, e a orientação dos eixos. O eixo x corresponde à direcção longitudinal, o eixo y à direcção lateral e o eixo z à direcção vertical. Os três modelos dividem-se em modelo A, B1 e B2 estão esquematizados na Fig. 5.2 e 5.3 em corte longitudinal. Os modelos diferem no valor de  $W_p$ , rigidez torsional das palmilhas e condições fronteira, o Quadro 5.5 apresenta um resumo destas diferenças.

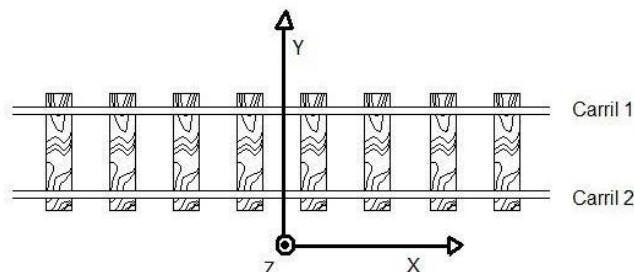


Fig. 5.1 – Vista em planta dos carris e orientação dos eixos

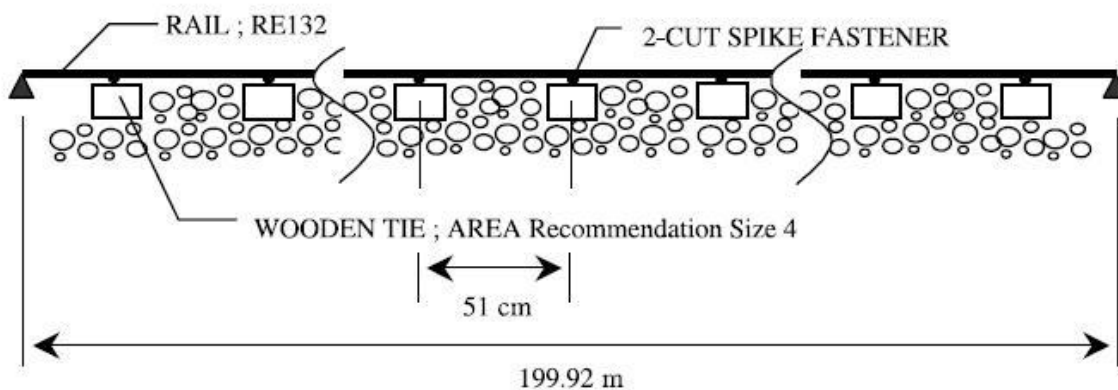


Fig. 5.2 – Corte longitudinal do modelo A (Lim, N.H. [et al.], 2003)

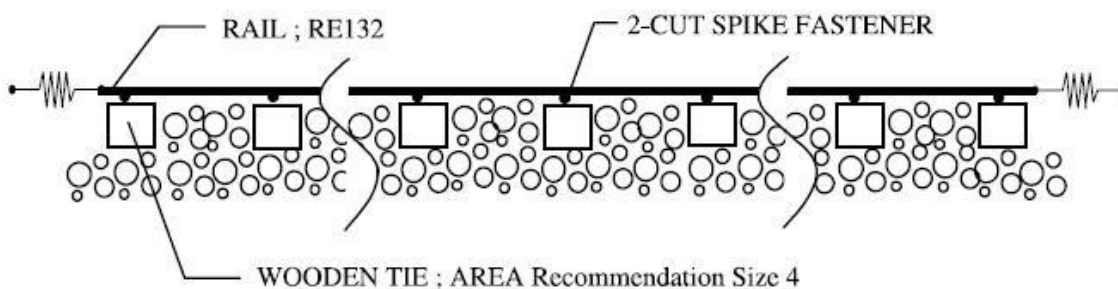


Fig. 5.3 – Corte longitudinal dos modelos B1 e B2 (Lim, N.H. [et al.], 2003)

Quadro 5.5 – Descrição dos modelos

Modelo	$W_p$ (mm)		Rigidez torsional das palmilhas (kNm/rad)	Condições fronteira
	Lateral	Longitudinal		
A	3,175	12,7	166,3	Apoios simples
B1	3,175	3,0	166,3	$98 \cdot 10^3$ kN/m
B2	2,000	3,0	249,3	$98 \cdot 10^3$ kN/m

No modelo A ambos os carris estão simplesmente apoiados, isto é, os nós das extremidades estão impedidos de se deslocarem nas três direcções, mas as rotações não estão impedidas. As condições fronteira e os parâmetros da via do modelo A são idênticos ao modelo de Ramesh (1985). Os modelos B1 e B2 aproximam-se mais do modelo de Kish et al. (1982). São considerados dois casos pois, dada a falta de dados, Lim et al. (2003) considera dois valores diferentes para  $W_p$  (lateral) e dois valores diferentes para a rigidez torsional das palmilhas. No próximo subcapítulo são confrontados os resultados obtidos com o ANSYS com os obtidos pelos diferentes autores.

## 5.2. RESULTADOS

Para se obter directamente curvas temperatura-deslocamento do tipo da Fig. 2.8 através de uma análise não linear, o ANSYS apenas tem à disposição o método de controlo do comprimento de arco. Após efectuadas diversas análises de modelos da via e exemplos mais pequenos, como os apresentados no capítulo 3, verificou-se que é muito difícil (ou até impossível) obter resultados pelo método de controlo do comprimento de arco no ANSYS quando a carga da estrutura é uma variação de temperatura. Uma possível explicação pode passar pelo tipo de carregamento, pois para o caso de forças o método funciona, mas quando a solicitação é uma temperatura o método apresenta dificuldades em convergir ou converge para valores irrealistas.

Como alternativa ao método de controlo do comprimento de arco o ANSYS apresenta o método de Newton-Raphson com estabilizador. Este método alternativo baseia-se no método de Newton-Raphson, mas consegue obter solução para cargas superiores à carga crítica. A desvantagem do método é a impossibilidade de captar inclinações negativas da curva carga-deslocamento, porque os incrementos de carga têm de ser sempre positivos, e por isso não é possível obter directamente o valor de  $T_{B,MIN}$ . Em 5.2.1 é apresentada uma metodologia que permite, de forma aproximada, contornar este problema.

### 5.2.1. METODOLOGIA PROPOSTA

Em geral,  $T_{B,MAX}$  é maior que  $T_{B,MIN}$ , mas nalgumas situações de resistência lateral insuficiente isso pode não acontecer. Pela Fig. 2.8, é perceptível que se efectuarmos mais que uma análise da estrutura variando a resistência lateral, nos casos em que  $T_{B,MAX} < T_{B,MIN}$  as curvas passam sempre pelo mesmo ponto associado a  $T_{B,MIN}$  se este não variar devido à variação da resistência lateral. Neste caso especial não existe nenhuma inclinação negativa da curva temperatura-deslocamento, logo é perfeitamente possível obter a curva completa com o método de Newton-Raphson com estabilizador. Se esta hipótese funcionar e  $T_{B,MIN}$  não variar, ou variar muito pouco, pode ser encarada como uma alternativa válida para se obter o importante valor de  $T_{B,MIN}$ .

Van (1997) apresenta um gráfico, Fig. 5.4, que esquematiza a influência de  $F_p$ ,  $F_l$ ,  $W_p$  e  $\delta$  em  $T_{B,MAX}$  e  $T_{B,MIN}$  (correspondem a  $T_{max}$  e  $T_{min}$ ), baseando-se numa análise de sensibilidade dos parâmetros de um modelo de viga.

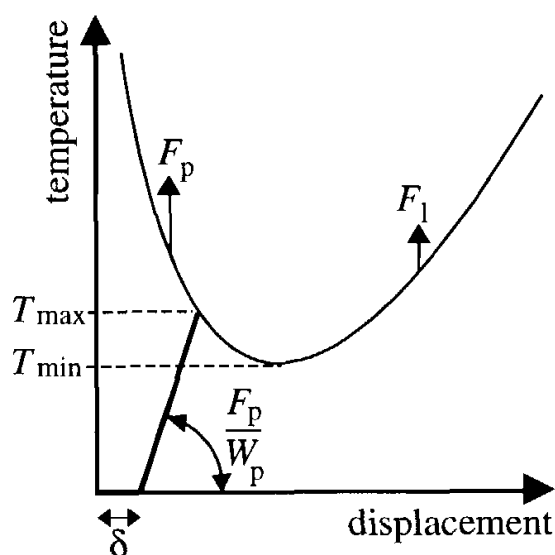


Fig. 5.4 – Influência dos parâmetros da via em  $T_{B,MAX}$  e  $T_{B,MIN}$  (Van, M.A., 1997)

A curva representada na Fig. 5.4 é parte da resposta da via em pós-encurvadura, o tramo à esquerda de  $T_{B,MIN}$  é instável e o tramo à direita de  $T_{B,MIN}$  é estável. Numa via em recta e sem imperfeições  $\delta$  a temperatura de encurvadura cresce infinitamente. A curva sobe para pequenos deslocamentos se  $F_p$  for maior e para grandes deslocamentos se  $F_l$  for maior. Só faz sentido falar da influência de  $F_l$  se o balastro for modelado com *softening*.

A imperfeição  $\delta$  e a rigidez lateral do balastro, representada por  $F_p/W_p$ , determinam o tramo da curva temperatura-deslocamento em fase elástica. Se as imperfeições forem maiores este tramo desloca-se para a direita e um menor  $W_p$  aumenta a sua inclinação. Por isso, maiores imperfeições resultam num menor  $T_{B,MAX}$  e uma maior rigidez lateral resulta no aumento de  $T_{B,MAX}$ . O valor de  $T_{B,MIN}$  não é afectado pela variação das imperfeições ou da rigidez lateral, desde que, os tramos elástico e plástico se intersectem à esquerda de  $T_{B,MIN}$ .

Com a ajuda do esquema da Fig. 5.4 Van tirou algumas conclusões:

- $F_p$  e  $F_l$  influenciam principalmente  $T_{B,MAX}$  e  $T_{B,MIN}$ , respectivamente;
- O valor de  $\delta$  influencia principalmente  $T_{B,MAX}$ , não influenciando  $T_{B,MIN}$ ;
- A rigidez lateral do balastro também influencia muito  $T_{B,MAX}$  e nada  $T_{B,MIN}$ ;
- No caso de grandes imperfeições e/ou uma rigidez lateral do balastro muito baixa, a intersecção entre os tramo elástico e o tramo plástico dá-se à direita de  $T_{B,MIN}$ . O que significa que não existe  $T_{B,MAX}$ .

Se se efectuarem várias análises para os modelos A, B1 e B2 variando o valor de  $W_p$ , ou seja, a rigidez do balastro, o valor de  $T_{B,MIN}$  não se deve alterar, ao contrário de  $T_{B,MAX}$ . Os resultados obtidos por Van, para a variação de  $T_{B,MIN}$ , estão apresentados na Fig. 5.5 e mostram que a variação de  $T_{B,MIN}$  é praticamente nula. O ERRI Specialists' Committee D 202 (1999b) confirma o facto do valor de  $T_{B,MIN}$  não se alterar, apresentando um gráfico idêntico ao da Fig. 5.5 para o justificar. Já Lim et al. (2008) apresenta resultados em que  $T_{B,MAX}$  e  $T_{B,MIN}$  diminuem com o aumento de  $W_p$  e  $T_{B,MAX}$  varia de forma menos pronunciada do que nas Fig. 5.5 e 5.6. Isto indica de que nem sempre  $T_{B,MIN}$  pode ser independente do valor de  $W_p$ , mas esta discordância pode ser devida ao programa de cálculo e à metodologia utilizada por Lim et al. (2008).

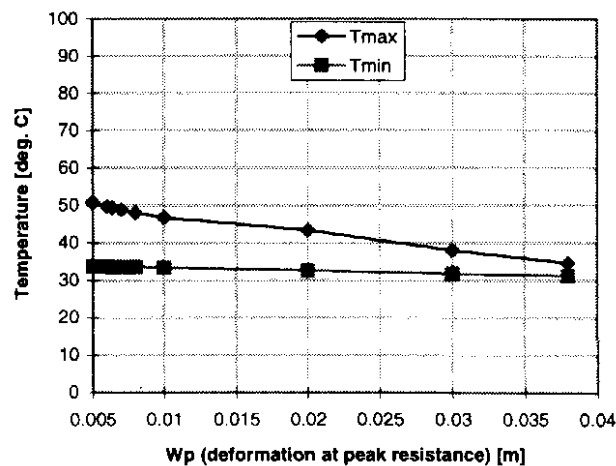


Fig. 5.5 – T versus Wp (Van, M.A., 1997)

Com base nesta constatação propôs-se uma metodologia para a avaliação da resposta na via em função da temperatura. Considerando o modelo B1 efectuaram-se várias análises para diferentes valores de Wp (correspondente a diferentes valores da deformação para o pico da resistência lateral do balastro) obteve-se os resultados da Fig. 5.6.

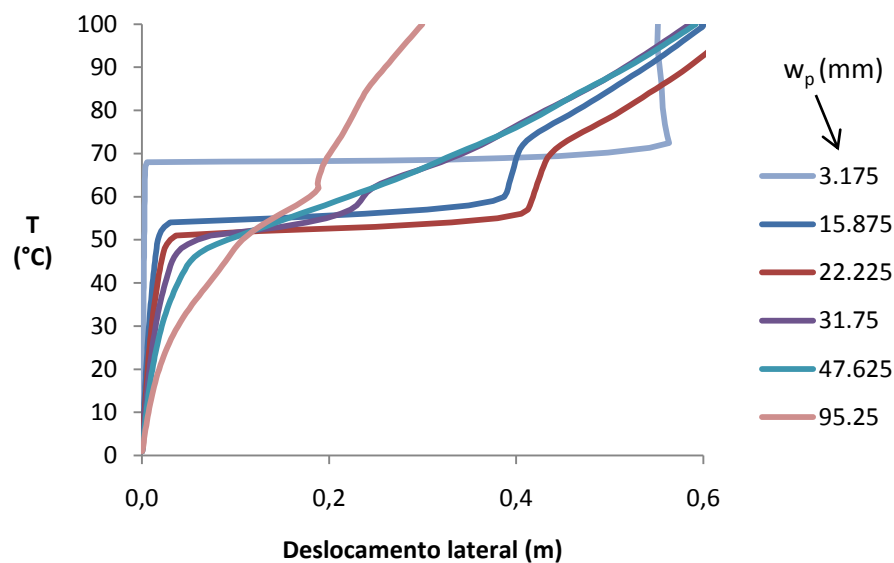


Fig. 5.6 – T versus deslocamento lateral para diferentes Wp do modelo B1

Como se observa na Fig. 5.6, para rigidezes laterais baixas  $T_{B,MAX}$  é menor que  $T_{B,MIN}$ . Isto verifica-se, nitidamente, para Wp igual a 31,75, 47,625 e 95,25. Estas curvas intersectam-se aproximadamente no mesmo ponto, que corresponde a  $T_{B,MIN}$ . Quando Wp = 95,25 mm já não se consegue identificar o valor de  $T_{B,MAX}$ , porque a curva não tem grandes variações de inclinação devido à baixa rigidez lateral. Definido o valor de  $T_{B,MIN}$  e o correspondente deslocamento, é possível estimar a parte plástica da curva temperatura-deslocamento. Assume-se que a curva estimada sobrepõe-se às curvas de Wp igual a 31,75 e 47,625 para deslocamentos laterais superiores ao de  $T_{B,MIN}$ . A curva a tracejado representada na Fig. 5.7 corresponde à resposta estimada da via em fase plástica, que se obteria com o método de controlo do comprimento de arco ou com o método de controlo dos deslocamentos.

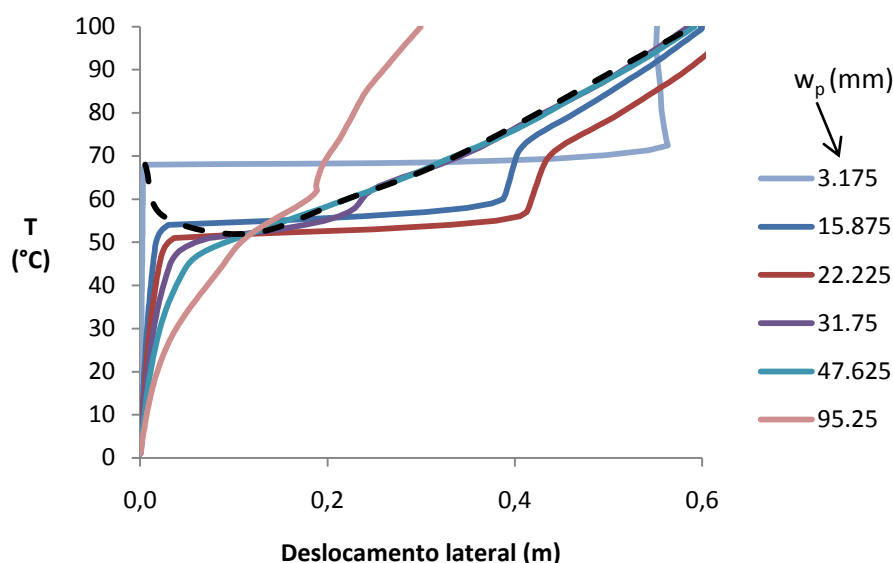


Fig. 5.7 – Construção da resposta plástica previsível da via

O mesmo género de gráfico pode ser obtido para os deslocamentos verticais e rotação longitudinal, onde os valores de  $T_{B,MAX}$  (temperatura de encurvadura) e  $T_{B,MIN}$  (temperatura de segurança) também são perceptíveis. Por isso, pode-se seguir o mesmo procedimento de modo a obter o deslocamento vertical e o ângulo de rotação longitudinal, ou ângulo de torção, para  $T_{B,MIN}$ .

O facto de as rectas se intersectarem no mesmo ponto indica que esse é um ponto fixo e que não depende do valor de  $W_p$ . Se  $W_p$  influenciasse o valor de  $T_{B,MIN}$  deixaria de existir esse ponto comum às curvas, o que não acontece na Fig. 5.6 nem se constata para os outros dois modelos.

### 5.2.2. COMPARAÇÃO DOS MODELOS

As curvas temperatura versus deslocamento lateral, deslocamento vertical e ângulo de torção do nó central do carril 2 estão na Fig. 5.8 a 5.16, respectivamente. Os resultados foram obtidos com ANSYS através do método de Newton-Raphson com estabilizador segundo a metodologia já descrita. Nas curvas o valor de  $T_{B,MAX}$  está representado por um losango e o de  $T_{B,MIN}$  por um triângulo.

Para os três casos atingir a temperatura de encurvadura significa que a maior parte das molas da zona central da via, relativas à resistência lateral do balastro, já plastificou. Apesar de a magnitude do deslocamento vertical e do ângulo de torção no nó central ser pequena quando comparada com os deslocamentos laterais, não deve ser desprezada. Portanto, a instabilidade das vias de BSL é um problema tridimensional, não bidimensional.

As curvas temperatura-deslocamento lateral e deslocamento vertical obtidas por Lim et al. (2003) apresentam boa concordância com as calculadas pelo método indirecto, Fig. 5.8 a 5.13. Nas curvas temperatura-ângulo de torção, Fig. 5.14 a 5.16, a diferença angular entre  $T_{B,MAX}$  e  $T_{B,MIN}$  é menor do que nos resultados de Lim et al. (2003), o que pode ser devido aos ângulos de torção apresentados serem muito pequenos resultando nalguma sensibilidade face às considerações tomadas na modelação e na análise.

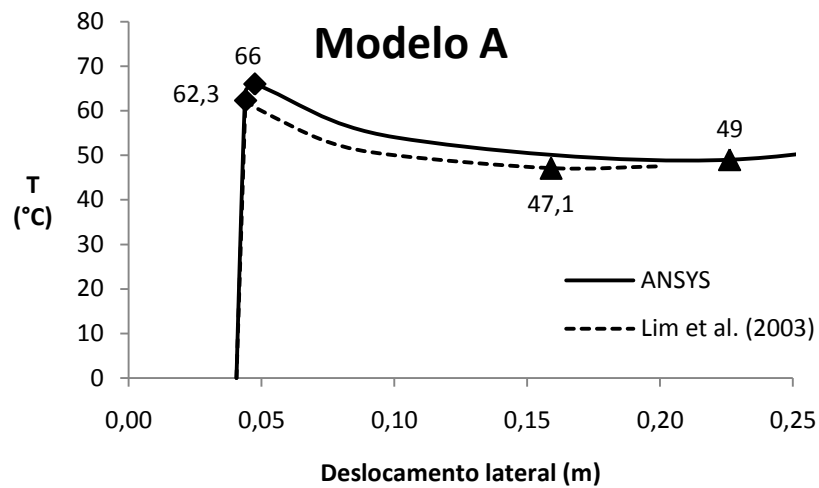


Fig. 5.8 – Curvas temperatura-deslocamento lateral no nó central do carril 2 do modelo A

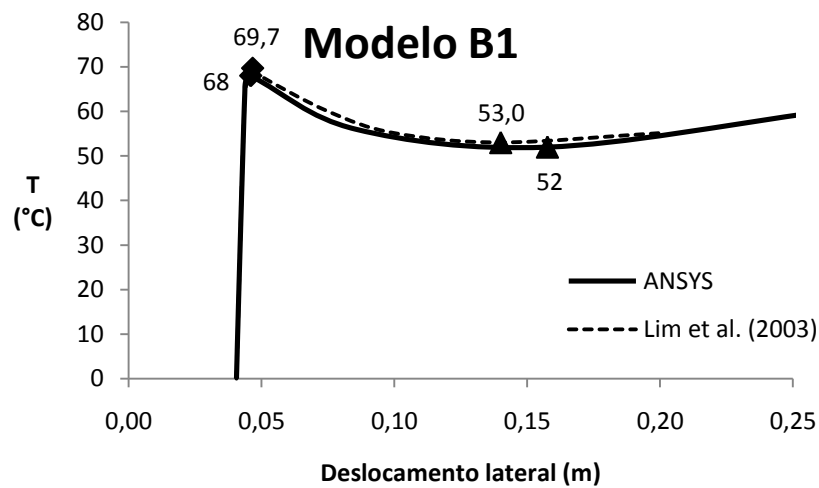


Fig. 5.9 – Curvas temperatura-deslocamento lateral no nó central do carril 2 do modelo B1

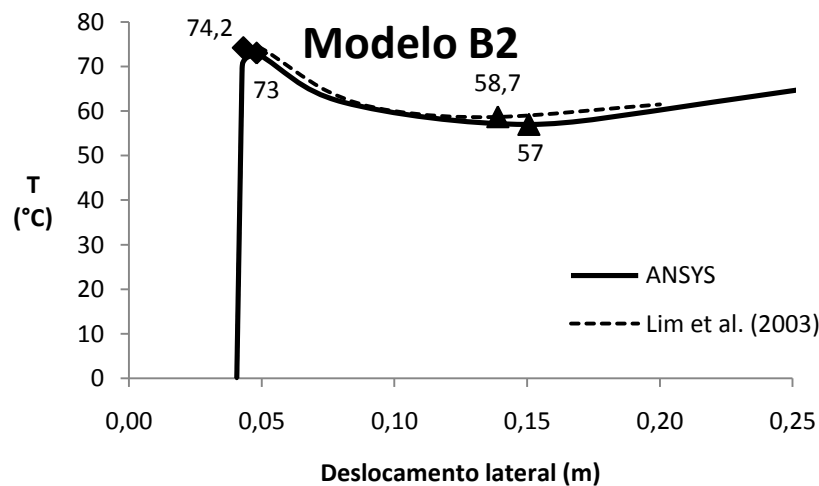


Fig. 5.10 – Curvas temperatura-deslocamento lateral no nó central do carril 2 do modelo B2

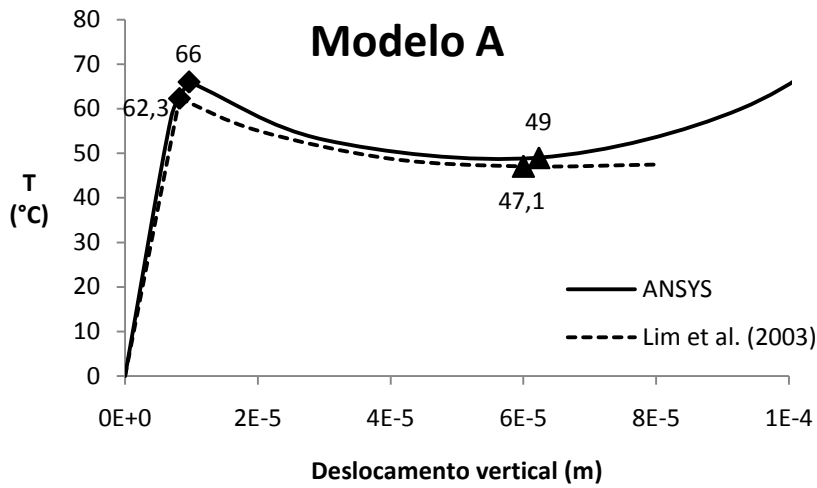


Fig. 5.11 – Curvas temperatura-deslocamento vertical no nó central do carril 2 do modelo A

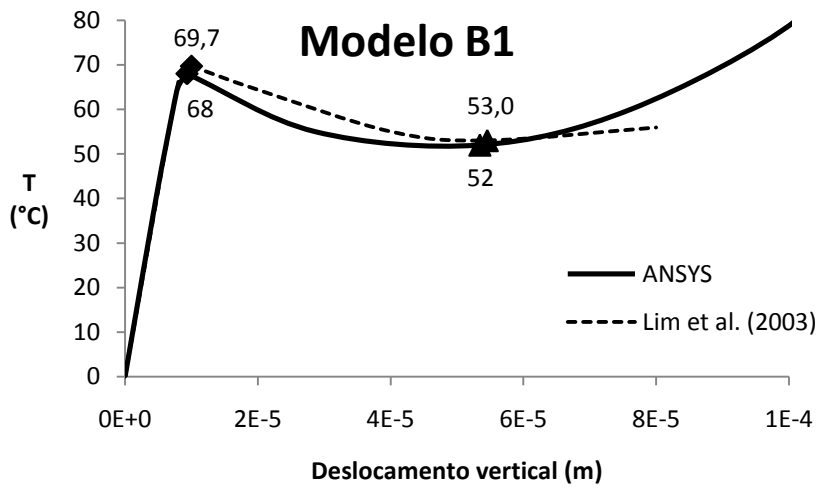


Fig. 5.12 – Curvas temperatura-deslocamento vertical no nó central do carril 2 do modelo B1

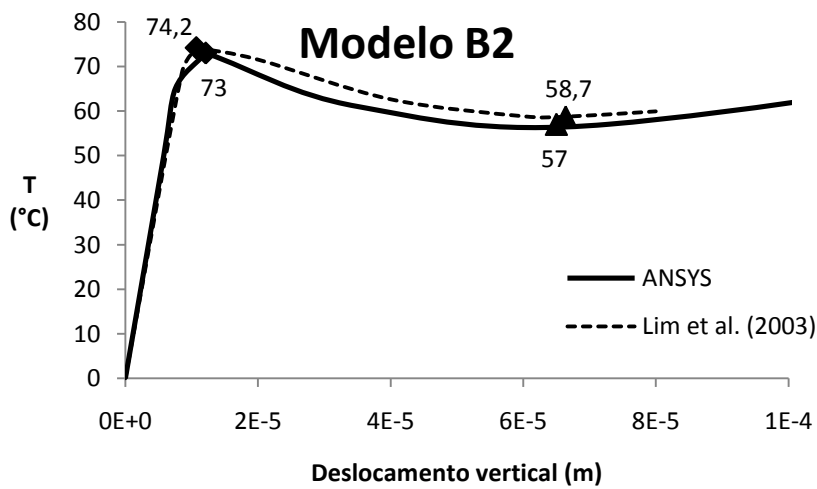


Fig. 5.13 – Curvas temperatura-deslocamento vertical no nó central do carril 2 do modelo B2

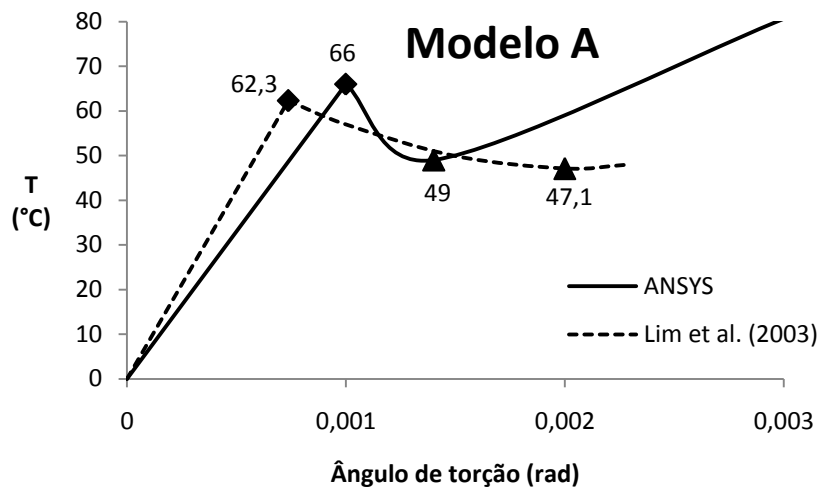


Fig. 5.14 – Curvas temperatura-ângulo de torção no nó central do carril 2 do modelo A

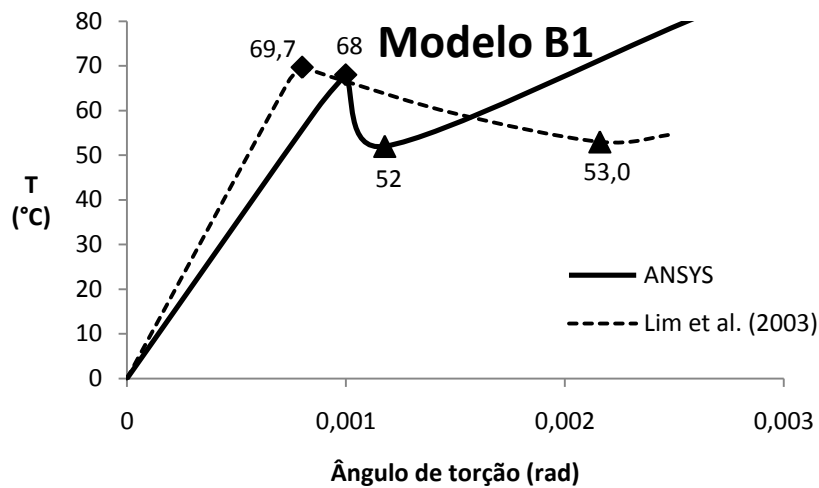


Fig. 5.15 – Curvas temperatura-ângulo de torção no nó central do carril 2 do modelo B1

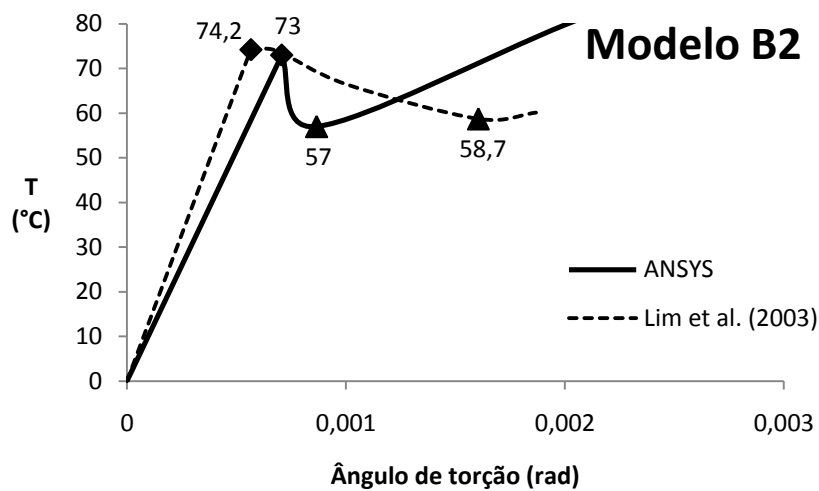


Fig. 5.16 – Curvas temperatura-ângulo de torção no nó central do carril 2 do modelo B2

O Quadro 5.6 resume os resultados obtidos com o ANSYS e pelos outros autores para as temperaturas de encurvadura e de segurança. Não existem muitas diferenças para os valores obtidos por Lim et al. (2003), que se situam entre 1,0 e 5,9 % para a temperatura de encurvadura e entre 1,9 e 4,3 % para a temperatura de segurança. Os valores apresentados estão arredondados à unidade, dado que o incremento de carga máximo considerado em cada análise no ANSYS é de 1 °C.

O modelo de Kish et al. (1982), correspondente ao modelo B, não contempla a plasticidade do balastro na direcção lateral, por isso, só é possível comparar o valor da temperatura de encurvadura porque não existe  $T_{B,MIN}$ . O valor da temperatura de encurvadura obtido por Kish et al., de 75,6 °C, aproxima-se mais do modelo B2. No entanto, este único valor não é suficiente para concluir qual dos modelos, B1 ou B2, se aproxima mais do analisado por Kish et al.

Na análise com o modelo A obtém-se uma temperatura de segurança idêntica à de Ramesh (1985) e ligeiramente superior, apenas 2 °C, em relação à obtida por Lim et al. (2003). O valor da temperatura de encurvadura é o que difere mais, mas as análises tridimensionais mais completas sugerem um valor substancialmente mais baixo que o obtido por Ramesh.

Quadro 5.6 – Comparação dos valores de temperatura de encurvadura e de segurança

Modelo		ANSYS	Lim et al. (2003)	Kish et al. (1982)	Ramesh (1985)
A	$T_{B,MAX}$ (°C)	66	62,3	-	78,3
	$T_{B,MIN}$ (°C)	49	47,1	-	49,4
B1	$T_{B,MAX}$ (°C)	68	69,7	$T_{B,MAX}$	-
	$T_{B,MIN}$ (°C)	52	53,0		=
B2	$T_{B,MAX}$ (°C)	73	74,2	75,6 °C	-
	$T_{B,MIN}$ (°C)	57	58,7		-

Em todos os modelos a diferença  $T_{B,MAX}-T_{B,MIN}$  está entre 5 e 20 °C, o que significa que a temperatura de segurança pode ser considerada igual à máxima variação de temperatura admissível de cada modelo, segundo o Quadro 2.1.

As Fig. 5.17 a 5.21, mostram as deformadas dos carris e das travessas depois de ser atingida a temperatura de encurvadura. As deformadas são similares às apresentadas por Lim et al. (2003) e podem ser obtidas a partir de qualquer um dos modelos.

Avaliando a deformada dos carris em vista longitudinal, Fig. 5.18, nota-se que existe levantamento nalgumas partes da zona central da via. Apesar de os deslocamentos verticais serem muito pequenos, o levantamento dos carris pode significar perda de resistência lateral e longitudinal, sendo necessário ter atenção nesses casos. As curvas temperatura-deslocamento vertical do carril 1 são semelhantes à do carril 2 mas os deslocamentos são sempre negativos. Isto significa que o carril 1 tem sempre tendência a levantar no centro da via, mesmo antes de se atingir a temperatura de encurvadura.

As travessas da zona central da via não se deformam todas da mesma forma na direcção vertical. A travessa do centro da via, onde as imperfeições são maiores, deforma-se em forma de U (Fig. 5.19), enquanto a travessa que se encontra no início das imperfeições, ou seja, a 5,61 m do centro, deforma-se em forma de S (Fig. 5.20).

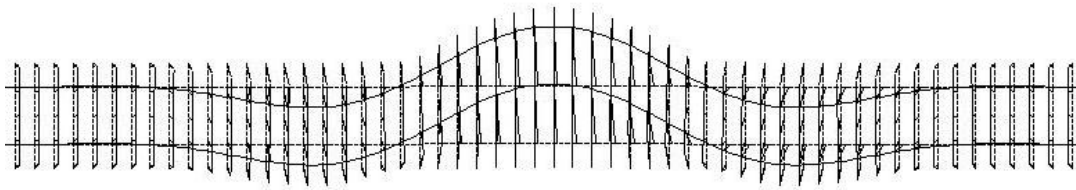


Fig. 5.17 – Deformada da zona central (vista em planta)

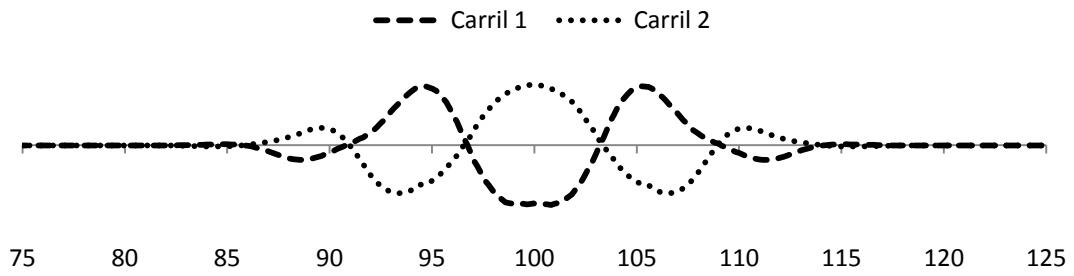


Fig. 5.18 – Deformada da zona central (vista longitudinal)

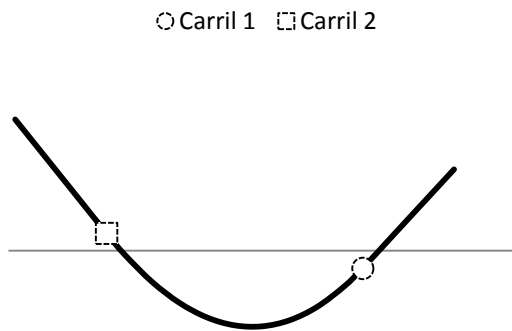


Fig. 5.19 – Deformada da travessa central (corte transversal)

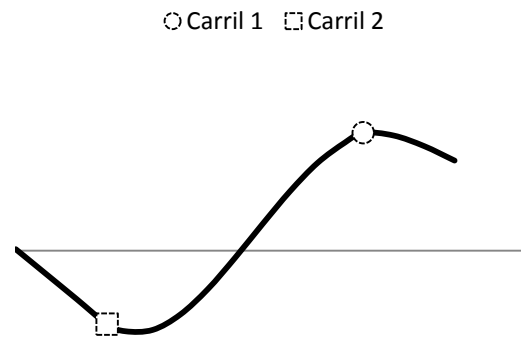


Fig. 5.20 – Deformada da travessa do início das imperfeições (corte transversal)

○ Carril 1 □ Carril 2

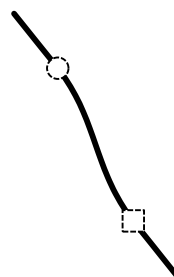


Fig. 5.21 – Deformada da travessa central (planta)

Lim et al. (2003) apresentam esquematicamente a deformada dos carris e das travessas depois de atingida a temperatura crítica.

A deformada dos carris vista em planta e longitudinalmente, Fig. 5.22 e 5.23, é praticamente igual à obtida com o ANSYS e exposta nas Fig. 5.17 e 5.18.

Na deformada das travessas já existem algumas diferenças. Em corte transversal, Fig. 5.24, Lim et al. (2003) apenas apresentam um tipo de deformada, em S, e não é referido a que local da via esta corresponde. Nos resultados obtidos com o ANSYS as extremidades das travessas são “puxadas” para a sua posição inicial devido ao efeito da fundação elástica, o mesmo não acontece na Fig. 5.24. Já a deformada vista em planta, Fig. 5.25, é similar à da Fig. 5.21.

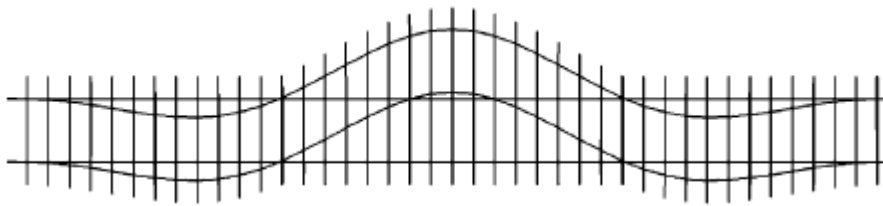


Fig. 5.22 – Deformada da zona central, vista em planta (Lim, N.H. [et al.], 2003)

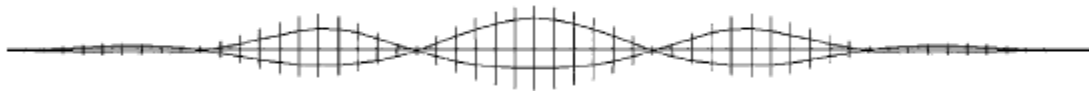


Fig. 5.23 – Deformada da zona central, vista longitudinal (Lim, N.H. [et al.], 2003)

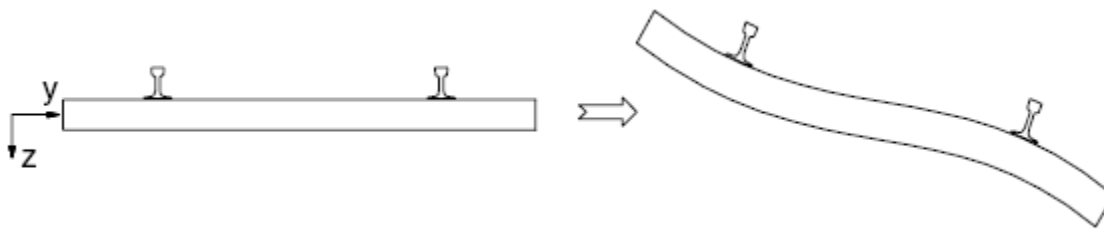


Fig. 5.24 – Deformada das travessas, corte transversal (Lim, N.H. [et al.], 2003)



Fig. 5.25 – Deformada das travessas, vista em planta (Lim, N.H. [et al.], 2003)

### 5.2.3. ESFORÇOS NOS MODELOS B1 E B2

Neste subcapítulo resumem-se os esforços obtidos através do ANSYS para o modelo B1 e B2. Alguns dos resultados podem ser comparados com os obtidos por Kish et al. (1982) no modelo de viga e nos ensaios *in situ*. Os esforços são idênticos em ambos os carris até se atingir a temperatura de encurvadura. Depois de atingido o valor crítico da temperatura, os esforços apresentam diferenças, excepto o momento segundo o eixo de menor inércia. Lim et al. (2003) referem que estas diferenças existem devido ao efeito das travessas e das palmilhas na zona de encurvadura, onde predominam os comportamentos lateral, vertical e torsional.

É importante avaliar o esforço axial instalado nos carris, pois a ocorrência de encurvadura está directamente relacionada com este esforço sendo ainda um valor fácil de obter experimentalmente. Como se está a avaliar a resposta da via ao aumento da temperatura, o esforço axial nos carris é sempre de compressão. A força de compressão não é igual a  $EA\alpha\Delta T$ , na realidade, é ligeiramente inferior porque o deslocamento longitudinal não está completamente bloqueado, mas tem uma rigidez associada.

A Fig. 5.26 mostra a relação da força de compressão com o deslocamento lateral, estas curvas obtêm-se directamente pelo método de Newton-Raphson com estabilizador. As curvas da Fig. 5.27, temperatura-força de compressão, como evidenciam o valor de  $T_{B,MIN}$  têm de ser obtidas e estimadas através de várias análises, variando a rigidez lateral do balastro.

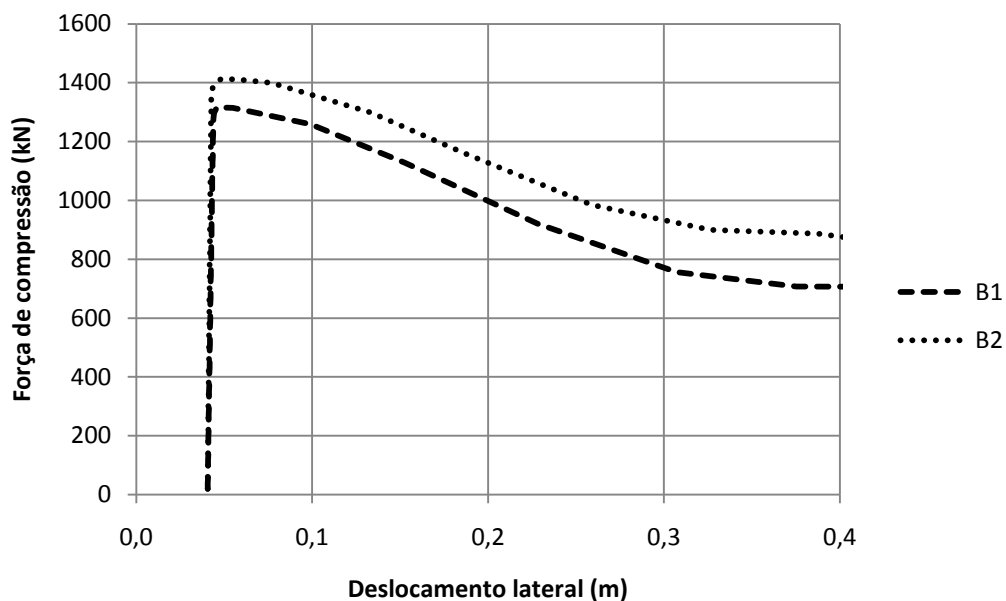


Fig. 5.26 – Força de compressão-deslocamento lateral no centro do carril 2

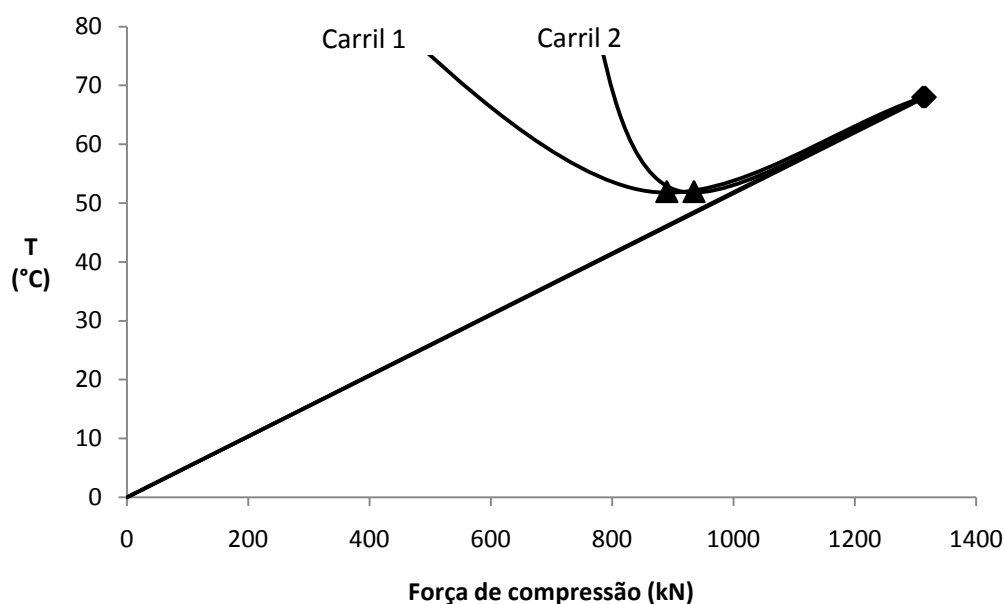


Fig. 5.27 – Temperatura-força de compressão no centro do modelo B1

O Quadro 5.7 apresenta uma síntese do esforço axial máximo obtido em cada um dos modelos. Estes valores são registados para o centro da via, para a temperatura de encurvadura. A força de compressão máxima no modelo B2 é 1 412 kN e assemelha-se mais ao valor obtido por Kish et al. (1982) de 1 467 kN no seu modelo de viga. O valor de 1 317 kN, obtido no modelo B1, está mais próximo do registado experimentalmente, de 1 336 kN. Analogamente aos valores da temperatura de encurvadura e de segurança, a força de compressão máxima é ligeiramente inferior à obtida por Lim et al. (2003) para os modelos B1 e B2.

Quadro 5.7 – Força de compressão máxima no centro da via, comparação entre os diferentes modelos

Modelo	ANSYS	Lim et al. (2003)	Kish et al. (1982)	Obtida experimentalmente (Kish, A. [et al.], 1982)
B1	1 317 kN	1 347 kN	1 467 kN	1 336 kN
B2	1 412 kN	1 433 kN		

O valor máximo da força de compressão medido experimentalmente não coincide com 1 336 kN medidos no centro da via. Esse valor é da ordem de 1 450 kN e registou-se, sensivelmente, entre 20 a 30 metros do centro. Este pico não acontece nos resultados obtidos com o ANSYS nem por Lim et al. (2003). Na Fig. 5.28 está representada a força de compressão para  $T_{B,MAX}$  em função da distância ao centro da via, o valor máximo coincide com o centro e o valor mínimo com a extremidade dos carris.

O deslocamento longitudinal para  $T_{B,MAX}$  em função da distância ao centro da via está ilustrado na Fig. 5.29. O seu valor mínimo localiza-se no centro da via e coincide com a força de compressão máxima, o máximo localiza-se no extremo e coincide com a força de compressão mínima. O deslocamento longitudinal máximo é de, aproximadamente, 10 mm, igual ao obtido por Lim et al. (2003). O valor máximo obtido experimentalmente é inferior, aproximadamente 6 mm, mas também foi registado a 100 metros do centro.

A evolução dos momentos associados aos eixos de menor ( $M_z$ ) e maior ( $M_y$ ) inércia com o aumento de temperatura, no modelo B1, está representada nas Fig. 5.30 e 5.31, respectivamente.

O momento  $M_z$  é igual nos dois carris, como já referido. Isto deve-se ao facto de os dois carris se deformarem lateralmente da mesma forma. O seu valor para a temperatura de segurança é de, aproximadamente, 28 kNm.

O momento segundo o eixo de maior inércia,  $M_y$ , está associado aos deslocamentos verticais, daí a diferença de sinais do momento nos dois carris depois de atingida a temperatura de encurvadura. Lim et al. (2003) apresenta curvas semelhantes, mas com o momento de sinal negativo nos dois carris depois de atingida a temperatura de encurvadura. Ora, se, no centro da via, um dos carris levanta e o afunda, isso não faz sentido, física e matematicamente, pois no estado deformado as curvaturas são de sinal contrário.

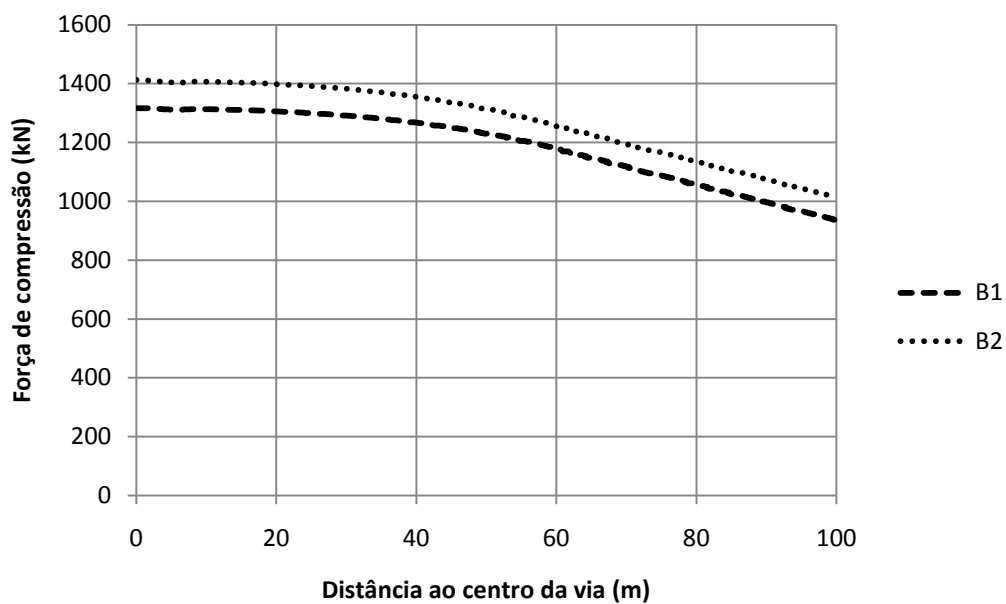


Fig. 5.28 – Distribuição da força de compressão do carril 2 para  $T_{B,MAX}$

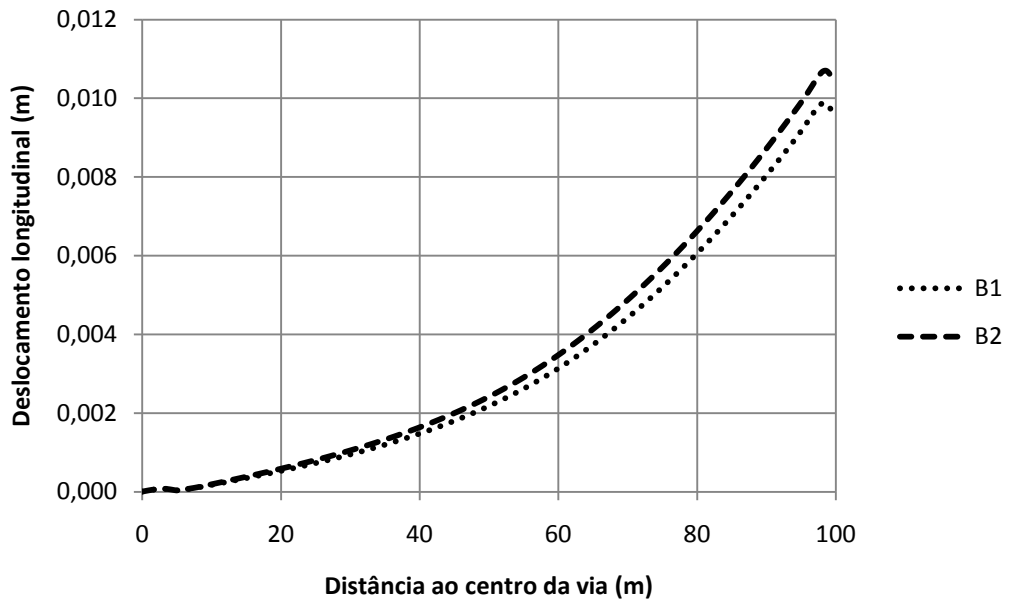


Fig. 5.29 – Deslocamento longitudinal do carril 2 para  $T_{B,MAX}$

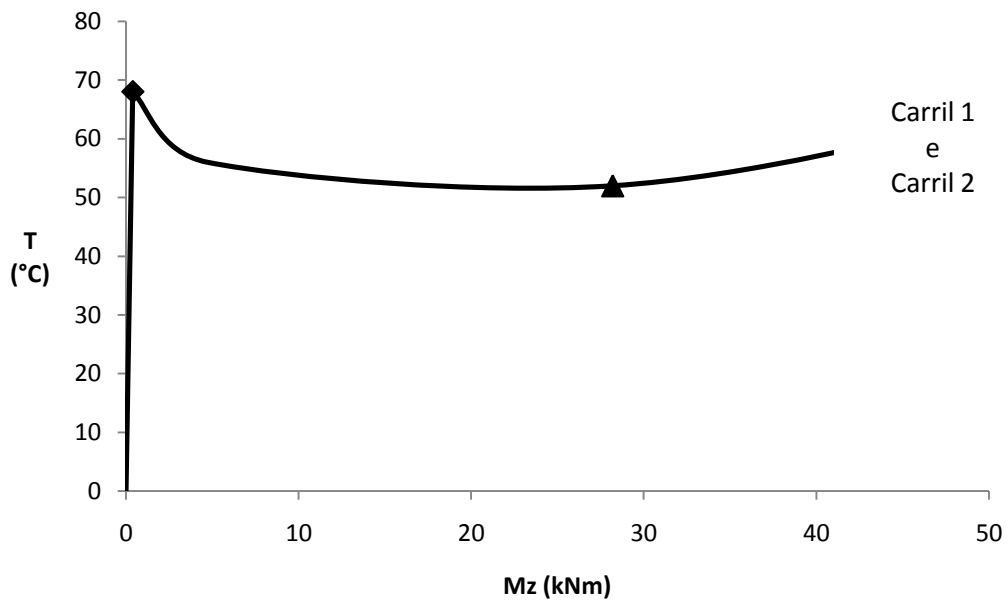


Fig. 5.30 – Temperatura- $M_z$  no centro do modelo B1

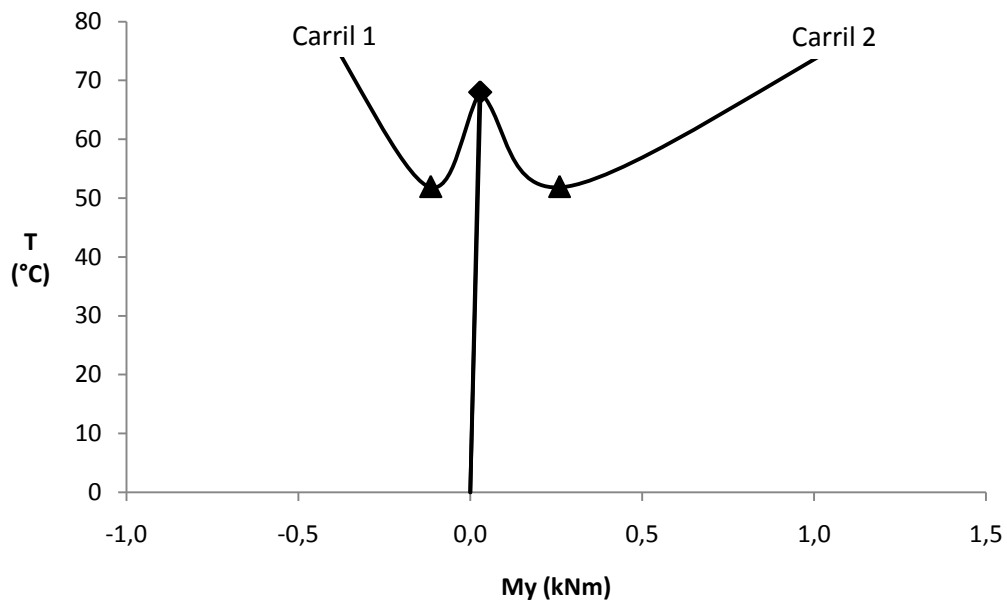


Fig. 5.31 – Temperatura-My no centro do modelo B1

Lim et al. (2003) apresenta algumas razões para justificar as diferenças entre os resultados obtidos numericamente e experimentalmente:

- 1) Falta de informação sobre:
  - a) Dimensões das travessas;
  - b) Tipo de sistema de fixação;
  - c) Limite plástico da resistência lateral e longitudinal do balastro;
  - d) Rigidez vertical do balastro;
- 2) Nos ensaios, a temperatura registada não é constante ao longo dos carris.

Quanto às diferenças entre os resultados numéricos do modelo tridimensional e o modelo de viga, podem ser justificadas pelos seguintes aspectos:

- 1) O modelo de viga não contempla a existência de travessas e palmilhas, nem tem em conta os deslocamentos verticais e a rotação segundo o eixo longitudinal;
- 2) Assume que a força de compressão é igual e constante nos dois carris no centro da via;
- 3) As resistências lateral e longitudinal do balastro são modeladas com um comportamento linear-elástico.

É importante realçar que Lim et al. (2003) desprezou a deformação por corte nos seus modelos, que foi considerada nos modelos do presente trabalho. Mas, no entanto, Lim et al. modelou o elemento dos carris com sete graus de liberdade por nó, um grau de liberdade adicional associado ao empenamento da secção, não contemplado no presente trabalho. Em análises prévias verificou-se que a influência deste sétimo grau de liberdade é praticamente nula.

### 5.3. ANÁLISE PARAMÉTRICA

Van (1997, p. 121) realizou um estudo paramétrico utilizando um modelo de viga bidimensional com 3 graus de liberdade por nó (translações no sentido longitudinal e lateral e rotação no plano lateral). O modelo tinha um comprimento de 47,5 m simulando uma via em curva de raio constante. Considerou imperfeições de comprimento  $\lambda$  e amplitude  $\delta$  no centro do modelo, onde o comprimento  $\lambda$  corresponde a metade do comprimento de onda de uma função seno (meio seno). Cada uma das extremidades do modelo estava restringida longitudinalmente por uma mola, tal como os modelos B1 e B2 do presente trabalho. Alguns dos resultados obtidos por Van são expostos neste subcapítulo de forma comparativa.

Os modelos tridimensionais apresentados neste capítulo são mais completos que um modelo de viga bidimensional, pois cada travessa, cada palmilha e cada carril são modelados de forma independente com elementos de barra ou mola. Este tipo de modelos permitem analisar a influência de travessas e fixadores inexistentes, para além da influência de todos os outros parâmetros na estabilidade da via.

A metodologia apresentada em 5.2.1 pode ser encarada como uma análise de sensibilidade do parâmetro  $W_p$ , deslocamento de pico associado à resistência lateral do balastro, que tem grande influencia na temperatura de encurvadura. Como se verifica pela Fig. 5.6 a temperatura de encurvadura é inferior à de segurança quando o valor  $W_p$  passa de 3,175 mm a 31,75 mm. O objectivo, neste subcapítulo, é estudar como variam as temperaturas de encurvadura e de segurança com a variação de outros parâmetros importantes, como a rigidez torsional das palmilhas, a amplitude máxima das imperfeições e o comprimento da via abrangido pelas imperfeições. A variação dos parâmetros cinge-se ao modelo B1.

Para obter o valor de  $T_{B,MIN}$  com o ANSYS cada vez que se muda o valor de um dos parâmetros, é necessário recorrer ao método explicado em 5.2.1. O que significa que cada variação implica, pelo menos, quatro análises com diferentes valores de  $W_p$  ao modelo. Uma análise para  $W_p$  igual a 3,175 mm, de forma a determinar  $T_{B,MAX}$ , e pelo menos três análises para valores maiores de  $W_p$ , com a condição as três curvas se intersectem em  $T_{B,MIN}$ .

Em geral, os resultados destas análises de sensibilidade são muito semelhantes aos obtidos por Van (1997, p. 123), que apresenta uma análise mais completa a cada um dos parâmetros. Esses resultados estão ilustrados nas Fig. 5.35 a 5.37. Os valores dizem respeito ao modelo de viga estudado pelo próprio Van.

#### 5.3.1. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ TORSIONAL DAS PALMILHAS

Para a rigidez torsional das palmilhas foi efectuada mais uma análise, desta vez com uma rigidez maior de 249,3 kNm/rad, ver Fig. 5.32. Esta maior rigidez corresponde a palmilhas com quatro fixadores (pregos), em vez de dois. A temperatura de segurança subiu de 52 para 57 °C, mostrando que aumentar a rigidez torsional das palmilhas pode ser uma forma eficaz de aumentar e preservar a segurança da via. Por sua vez, a temperatura de encurvadura sobe apenas 2 °C, de 68 para 70 °C. É ainda de realçar que a temperatura de segurança é igual à do modelo B2, onde a rigidez torsional das palmilhas é também de 249,3 kNm/rad.

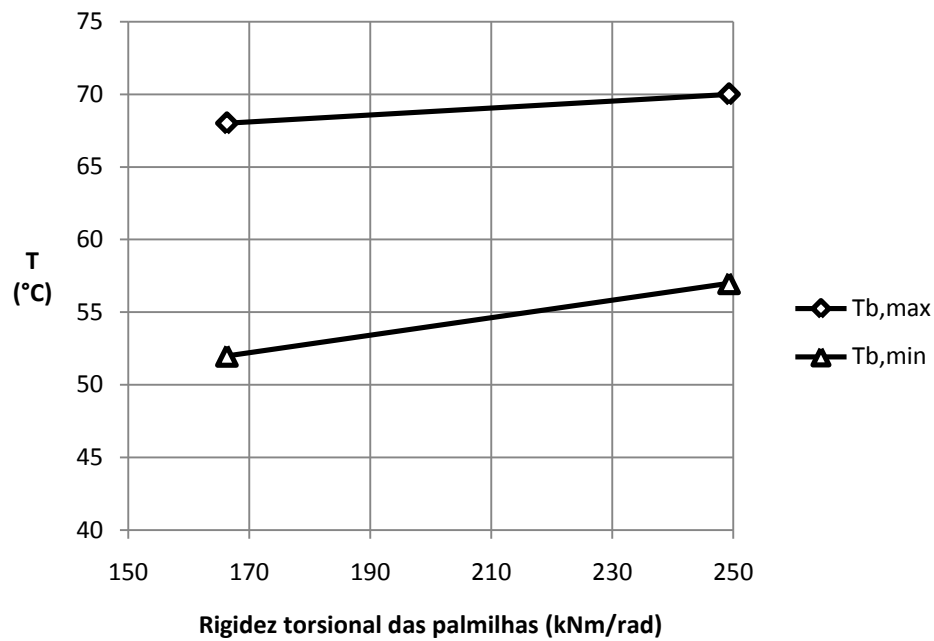


Fig. 5.32 – T versus rigidez torsional das palmilhas

Para a rigidez torsional das palmilhas Van utilizou valores muito superiores, chegando aos 3 000 kNm/rad por metro de via, que corresponde a 765 kNm/rad por palmilha para um espaçamento de 0,51 metros entre travessas. Na Fig. 5.32 o valor de 249,3 kNm/rad corresponde a 977,6 kNm/rad por metro de via e 166,3 kNm/rad a 652,2 kNm/rad por metro de via. Nos modelos do presente trabalho não é realista utilizar-se valores superiores a 250 kNm/rad por palmilha, valor máximo recomendado para travessas de madeira pelo ERRI Specialists' Committee (1999a, p. 3). Pela análise da Fig. 5.33 constata-se que a rigidez torsional das palmilhas tem mais influência no valor da temperatura de segurança, como verificado na Fig. 5.32.

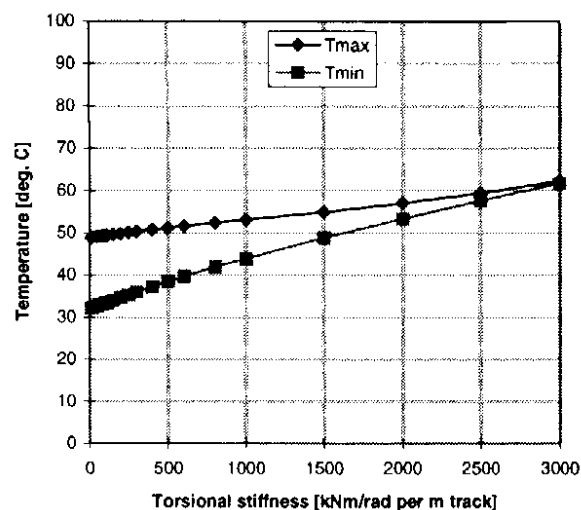


Fig. 5.33 – T versus rigidez torsional das palmilhas (Van, M.A., 1997, p. 123)

## 5.3.2. INFLUÊNCIA DA AMPLITUDE DAS IMPERFEIÇÕES

Geralmente, para desalinhamentos laterais superiores a 1 cm é necessário proceder-se à manutenção da via, obrigando a que os desalinhamentos não ultrapassem um valor entre 1 a 4 mm depois de realizadas as operações de manutenção. Os modelos do presente trabalho foram idealizados com uma amplitude de imperfeições de 4,064 cm, ou seja, uma situação desfavorável onde seria forçosamente necessário proceder-se às operações de manutenção. Na análise do modelo B1 considerou-se amplitudes entre 1 e 4 cm e Van (1997, p. 123) utilizou valores preferencialmente entre 1 e 5 cm.

A variação da amplitude das imperfeições influencia significativamente o valor de  $T_{B,MAX}$ , chegando a ultrapassar 100 °C para amplitudes inferiores a 2 cm (Fig. 5.34). Na verdade, este valor deve tender para infinito quando a amplitude é igual a zero. O valor de  $T_{B,MIN}$  é menos afectado que  $T_{B,MAX}$ .

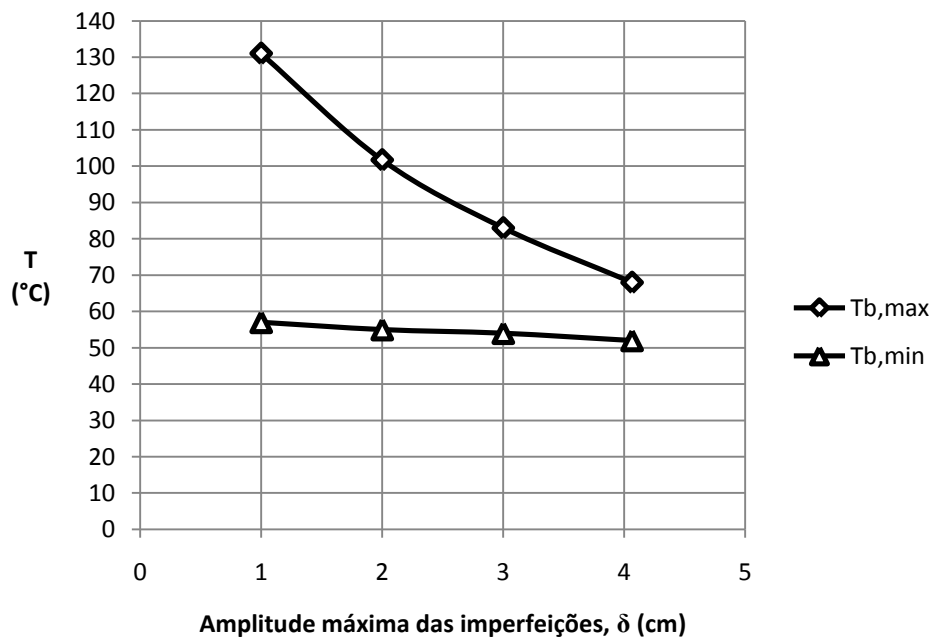


Fig. 5.34 – T versus amplitude máxima das imperfeições

Os resultados obtidos por Van através da variação da amplitude das imperfeições no seu estudo estão na Fig. 5.35 e a forma como a temperatura de encurvadura e a temperatura de segurança se alteram é muito semelhante à apresentada na Fig. 5.34. Tanto a Fig. 5.34 e 5.35 evidenciam que quanto maior a amplitude das imperfeições menor a temperatura de encurvadura e a temperatura de segurança, embora esta última varie de forma muito menos pronunciada.

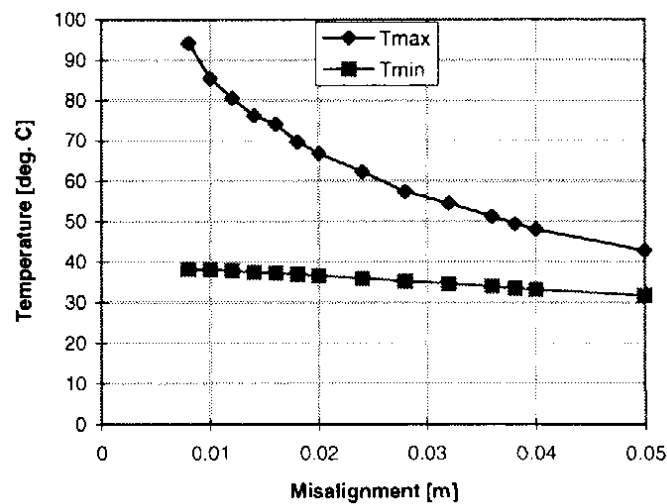


Fig. 5.35 – T versus amplitude máxima das imperfeições (Van, M.A., 1997, p. 123)

### 5.3.3. INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO ABRANGIDO PELAS IMPERFEIÇÕES

O comprimento abrangido pelas imperfeições situa-se, geralmente, entre 10 a 20 metros para grandes desalinhamentos, superiores ao máximo admissível para a dispensa de manutenção, ou seja, superiores a 1 cm. Para menores desalinhamentos o comprimento das imperfeições também é menor, na ordem de poucos metros para desalinhamentos relativos à tolerância após a construção ou manutenção da via.

Na Fig. 5.36 o comprimento das imperfeições varia em conjunto com a amplitude, de acordo com a regra prática de que a amplitude e o comprimento das imperfeições têm uma relação linear. Para um comprimento de 11,22 m e uma amplitude de 4,064 cm, esta relação é dada por, aproximadamente,  $\lambda = 276 * \delta$ . Mais uma vez, a temperatura de encurvadura é mais afectada que a temperatura de segurança. Para um comprimento das imperfeições até 8 metros o valor da temperatura de encurvadura desce e aproxima-se muito do valor da temperatura de segurança (que também diminui com o aumento do comprimento das imperfeições). Para comprimentos de imperfeições superiores a 8 metros a temperatura de encurvadura passa a crescer enquanto a temperatura de segurança continua a diminuir, levando a crer que, neste caso, a amplitude deixa de ser tão acentuada face ao comprimento e por isso a via entra em encurvadura para temperaturas maiores.

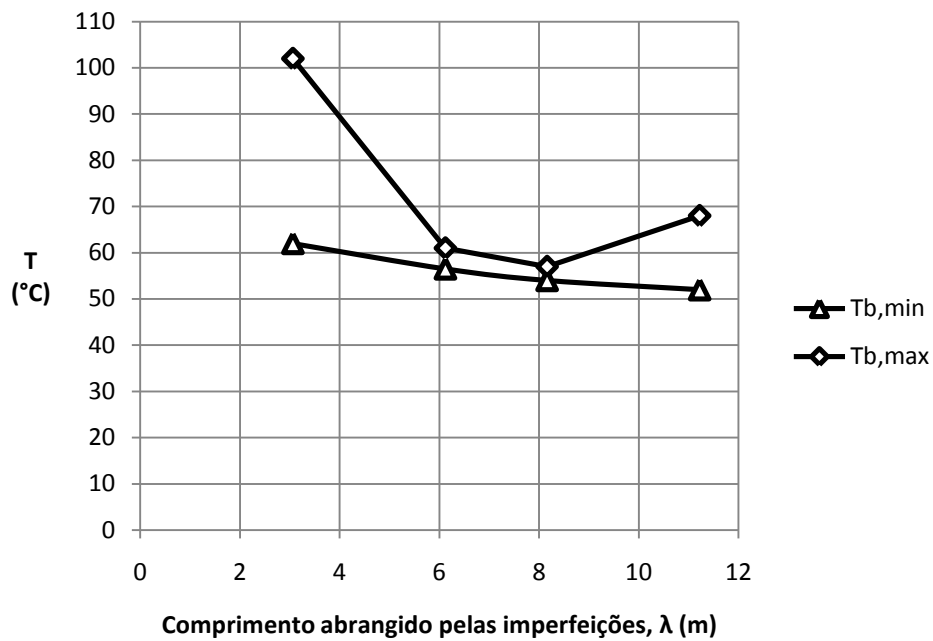


Fig. 5.36 – T versus comprimento abrangido pelas imperfeições

Na Fig. 5.37 estão representados os resultados obtidos por Van para a variação do comprimento abrangido pelas imperfeições, onde se verifica que a temperatura de encurvadura e a temperatura de segurança variam de forma semelhante à apresentada na Fig. 5.36. Na Fig. 5.37 a relação entre o comprimento e a amplitude das imperfeições é dada por  $\lambda = 240 * \delta$ .

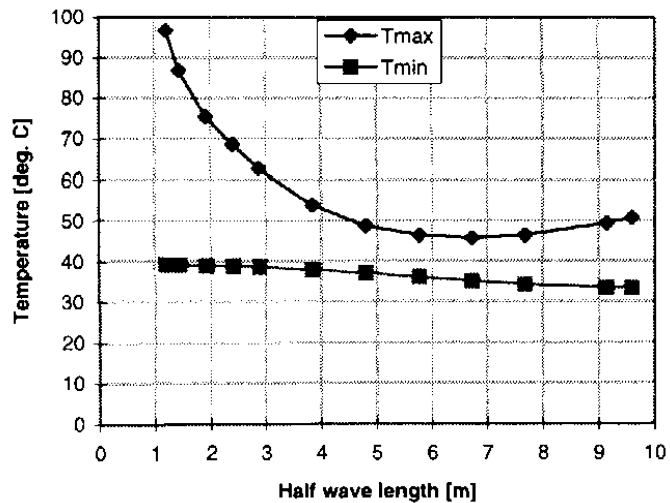


Fig. 5.37 – T versus comprimento abrangido pelas imperfeições (Van, M.A., 1997, p. 123)

## 5.4. CONCLUSÕES

No presente capítulo são modelados três casos diferentes para estudar a estabilidade lateral da via composta por BLS. De forma a validar os resultados obtidos com os modelos tridimensionais recorre-se a estudos efectuados por outros autores, assim como alguns resultados obtidos por ensaios experimentais.

Os três casos são os mesmos estudados por Lim et al. (2003) e foram desenvolvidos pelos mesmos autores para serem comparados aos resultados obtidos por Kish et al. (1982), no modelo B, e aos obtidos por Ramesh (1985), no modelo A. O trabalho desenvolvido por Kish et al (1982) resume-se ao estudo da estabilidade lateral da via com um modelo de viga e à comparação com resultados de ensaios experimentais. Ramesh (1985) estudou a estabilidade lateral da via com um modelo carril-travessa. Ambos os modelos são planos, com três graus de liberdade por nó.

Para se obter o valor da temperatura de segurança foi necessário recorrer ao método desenvolvido no presente trabalho e explicado em 5.2.1 dado que, o método de controlo do comprimento de arco do ANSYS aparenta não estar preparado para lidar com cargas térmicas. Por isso, sendo este um método indirecto e diferente ao utilizado correntemente é importante que os resultados sejam próximos aos obtidos por outros autores.

Da comparação com os resultados dos ensaios experimentais pode-se concluir que o modelo B1 é o que apresenta uma maior concordância. O valor do esforço axial medido experimentalmente é muito próximo do modelo B1. Os modelos bidimensionais parecem sobrestimar o valor da temperatura de encurvadura e a estabilidade da via, apesar da temperatura de segurança obtida por Ramesh (1985) ser muito próxima da calculada com o auxílio do ANSYS.

Os resultados de Lim et al. (2003) estão próximos, em geral, dos do presente trabalho. O valor de  $T_{B,MIN}$  difere apenas entre 1,9 a 4,3 %. Este valor é o resultado mais importante nas análises de estabilidade da via, sendo de extrema importância validar o método indirecto descrito em 5.2.1 para o calcular.

Existe uma relação linear entre a temperatura e o esforço axial dos carris até se atingir a temperatura de encurvadura. Esta relação é proporcional ao coeficiente de dilatação térmica linear mas não é dada por  $N = EA\alpha\Delta T$  porque os deslocamentos longitudinais não estão completamente impedidos. Em pós-encurvadura tal relação deixa de se verificar, existindo uma diminuição acentuada do esforço axial no centro da via.

Posteriormente efectuou-se uma análise paramétrica onde se verificou que o aumento da rigidez torsional das palmilhas provoca o aumento das temperaturas de encurvadura e de segurança, esta última aumenta de forma mais pronunciada. A variação do comprimento e da amplitude das imperfeições afecta principalmente a temperatura de encurvadura enquanto, segundo os resultados apresentados, a temperatura de segurança não apresenta grandes mudanças. Estes factos estão em concordância com o apresentado por Van (1997, p. 123) e pelo ERRI Specialists' Committee D 202 (1999b, p. 15).

Pode-se concluir que o método indirecto é uma boa alternativa quando não existem outros métodos de análise mais desenvolvidos, como o de controlo do comprimento de arco ou o de controlo dos deslocamentos. É importante voltar a referir que, o método só é valido se a variação da rigidez lateral do balastro não influenciar a temperatura de segurança. Tal não se constatou na análise dos modelos pois, se a rigidez lateral do balastro tivesse influência no valor da temperatura de segurança, as curvas temperatura-deslocamento lateral para baixas rigidezes do balastro provavelmente não se iriam intersectar no mesmo ponto, correspondente à temperatura de segurança.



## 6

## CONCLUSÕES

## 6.1. CONCLUSÕES GERAIS

Na maioria dos países os carris de juntas aparafusadas têm sido substituídos nas últimas décadas por barras longas soldadas (BLS). Esta solução veio reduzir os custos de manutenção, aumentar a durabilidade da via e dos veículos, aumentar o conforto dos passageiros e diminuir a energia consumida pela tracção dos veículos e o ruído devido à passagem dos comboios. A expansão dos carris em vias de BLS está restringida na direcção longitudinal. Um aumento substancial da temperatura leva a grandes esforços de compressão nos carris, que aumentam a probabilidade de ocorrer encurvadura na via.

A temperatura de segurança ( $T_{B,MIN}$ ) não coincide com a temperatura de encurvadura ( $T_{B,MAX}$ ), sendo geralmente inferior. No caso da resistência lateral da via ser insuficiente, pode ocorrer encurvadura progressiva e a temperatura de encurvadura passa a ser inferior à temperatura de segurança nesta hipótese. Torna-se essencial estudar a resposta da via num estado de pós-encurvadura, com o objectivo de determinar qual a temperatura de segurança.

No capítulo 3 foram estudados alguns exemplos simples de forma a testar as ferramentas de análise não linear disponíveis e compreender melhor o problema dos efeitos de segunda ordem em estruturas sujeitas a um aumento da temperatura. Aí conclui-se que a carga crítica de Euler de uma barra simplesmente apoiada está linearmente relacionada com a temperatura de encurvadura (quando os deslocamentos longitudinais estão impedidos), sendo proporcional ao coeficiente de dilatação térmica linear. Se existir uma resistência adicional na direcção em que a barra tem tendência a encurvar, como uma ou várias molas elasto-plásticas, a temperatura de encurvadura pode atingir valores maiores e está dependente da rigidez do comportamento elástico das molas. Quando as molas plastificam a força mantém-se constante, deixando de contribuir para a resistência à encurvadura, e os deslocamentos podem continuar a aumentar mesmo baixando a temperatura.

A resposta da via ao aumento da temperatura deve ser obtida com ferramentas de análise não linear, pois é necessário considerar eventuais imperfeições dos carris e o comportamento não linear do balastro. O programa usado neste trabalho, ANSYS, apresenta dois métodos alternativos quando se pretende analisar a pós-encurvadura de uma determinada estrutura, ou seja, depois de atingida a carga crítica. Esses métodos são o de controlo do comprimento de arco (*arc-length*) e o de Newton-Raphson com estabilizador (*nonlinear stabilization*). Como o primeiro aparenta não estar preparado para analisar casos com cargas térmicas, só resta o método de Newton-Raphson com estabilizador para estudar a estabilidade da via quando exposta a temperaturas elevadas. Tipicamente, depois de atingida a temperatura de encurvadura o deslocamento lateral da via aumenta consideravelmente, dezenas de

centímetros, e o equilíbrio é obtido para temperaturas mais baixas. O valor mínimo que se regista, depois de atingida a temperatura de encurvadura, é a temperatura de segurança. Isto significa que existem incrementos de carga negativos, que levam a inclinações negativas da curva temperatura-deslocamento. No método de Newton-Raphson com estabilizador os incrementos de carga são sempre positivos, sendo esta a sua grande desvantagem.

No âmbito deste trabalho propôs-se uma metodologia de forma a contornar este problema, designada como método indirecto, que consiste em diminuir a rigidez lateral do balastro até se verificar encurvadura progressiva, ou seja, o valor de  $T_{B,MAX}$  das curvas ser inferior a  $T_{B,MIN}$ . Segundo Van (1997) e o ERRI Specialists' Committee D 202 (1999b) a rigidez lateral do balastro tem grande influência no valor de  $T_{B,MAX}$  e não no de  $T_{B,MIN}$ . Através da avaliação de uma série de análises em que ocorre encurvadura progressiva, é possível identificar qual o valor de  $T_{B,MIN}$ . Esta metodologia foi utilizada em exemplos onde era conhecida a solução de forma a calibra-la e verificar as suas capacidades.

No dimensionamento da via deve-se considerar diversas situações possíveis e identificar os casos de carga mais desfavoráveis, sendo necessário para prever e controlar o comportamento da via fornecer as ferramentas certas aos engenheiros de forma a garantir que os comboios circulem em segurança. Para os casos de estudo modelados no ANSYS foram considerados elementos de barra tridimensionais, de 6 graus de liberdade por nó, para os carris e para as travessas. As palmilhas e o balastro foram simulados por molas elásticas e elasto-plásticas, respectivamente. Na modelação dos elementos dos carris considerou-se as deformações devido aos esforços de corte (teoria de Timoshenko).

Os resultados obtidos com os modelos tridimensionais indicam que os modelos de viga e de carril-travessa em duas dimensões (no plano horizontal) sobrestimam a estabilidade da via, por comparação com os outros autores. As curvas temperatura-deslocamento e os esforços nos carris mostram que existe uma boa concordância com os resultados obtidos por Lim et al. (2003), principalmente nos modelos B1 e B2. O modelo B1 apresenta esforços de compressão próximos aos medidos experimentalmente no centro da via para a temperatura de encurvadura. Até ser atingida a temperatura de encurvadura pode-se verificar que existe uma relação linear entre a temperatura e o esforço axial dos carris, no entanto, em pós-encurvadura tal relação deixa de existir.

Posteriormente é efectuada uma análise de sensibilidade de alguns parâmetros, dos quais a rigidez torsional das palmilhas, a amplitude das imperfeições e o comprimento das imperfeições. Quando se varia o comprimento das imperfeições altera-se também o valor da sua amplitude, adoptando uma relação linear entre os dois parâmetros, semelhante ao que Van (1997) considerou nas suas análises. A partir da análise conclui-se que:

- Aumentando a rigidez torsional das palmilhas as temperaturas de encurvadura e de segurança também aumentam;
- A amplitude e o comprimento das imperfeições afectam principalmente a temperatura de encurvadura e muito pouco a temperatura de segurança. Quanto maior for a amplitude das imperfeições menor é a temperatura de encurvadura e a temperatura de segurança; para o comprimento das imperfeições verifica-se o mesmo até certo ponto, a partir de determinado comprimento a temperatura de encurvadura volta a subir mas a temperatura de segurança continua a descer (embora de forma menos acentuada).

Para uma melhor avaliação da estabilidade da via torna-se importante caracterizar da melhor maneira possível o comportamento do balastro nas direcções lateral, longitudinal e vertical e garantir que as imperfeições não ultrapassem valores indesejáveis. Garantir uma temperatura neutra ( $T_0$ )

relativamente alta também pode ser uma forma eficaz de prevenir problemas de instabilidade, como  $\Delta T = T - T_0$ , o que é uma prática corrente hoje em dia.

## **6.2. SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

Para a realização de futuros trabalho poder-se-á considerar cargas rolantes ao longo da via em simultâneo com as cargas térmicas. Como é sabido, as cargas verticais alteram a resistência lateral e longitudinal do balastro devido ao atrito entre as travessas e o balastro, o que constitui um aspecto que tem que ser considerado na modelação, nomeadamente através da utilização de elementos de mola com um coeficiente de atrito associado.

Sugere-se também a realização de uma análise de sensibilidade mais aprofundada aos parâmetros da resistência do balastro, como a rigidez longitudinal e a força de pico lateral e longitudinal, bem como qual a influência de travessas e fixadores inexistentes na estabilidade da via. Também será interessante modelar casos de via em curva com diferentes raios, para verificar como variam as temperaturas de encurvadura e de segurança.

O método de obtenção das curvas temperatura-deslocamento utilizado no presente trabalho é um método indirecto. O uso de métodos directos, como o método de controlo dos deslocamentos ou um método de controlo do comprimento de arco que permita cargas térmicas, pode constituir um futuro campo de desenvolvimento. Para tal pode-se desenvolver um programa próprio ou utilizar um programa diferente do ANSYS, pelo menos enquanto o ANSYS não apresentar mais desenvolvimentos nos métodos de análise não linear.



**BIBLIOGRAFIA**

- Bijl, F. - Buckling force in gapless track calculated in a nonlinear manner. *De Ingenieur*. (1964). p. 119-123.
- Elghazaly, H. A.; Sherbourne, A. N.; Arbabi, F. - Strength and Stability of Railway Tracks .2. Deterministic, Finite-Element Stability Analysis. *Computers & Structures*. Vol. 39. n.º 1-2 (1991). p. 23-45. Disponível em WWW: <<Go to ISI>://A1991FF51800003>. 0045-7949
- ERRI Specialists' Committee D 202 - Improved Knowledge of Forces in CWR Track (Including Switches), ERRI D 202/DT 363 – Measurements of lateral resistance, longitudinal resistance and change of neutral rail temperature (NRT) for ballasted track. Utrecht: European Rail Research Institute (ERRI), Outubro, 1997.
- ERRI Specialists' Committee D 202 - Improved Knowledge of Forces in CWR Track (Including Switches), ERRI D 202/RP 11. Utrecht: European Rail Research Institute (ERRI), Abril, 1999a.
- ERRI Specialists' Committee D 202 - Improved Knowledge of Forces in CWR Track (Including Switches), FINAL REPORT (RP 12). Utrecht: European Rail Research Institute (ERRI), Abril, 1999b.
- Esveld, C.; Hengstum, L. A. - Track Stability in Tight Curves. *Rail International*. n.º 12 (1988). p. 15-20.
- Esveld, C. - Modern railway track. 2nd ed. Zaltbommel: MRT Productions, 2001. 90-800324-3-3
- European Committee for Standardization - Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges. 2003.
- Ghali, A.; Neville, A. M.; Brown, T. G. - Structural analysis a unified classical and matrix approach. 5th ed. London: Spon Press, 2003. 0415280923
- Grissom, G. T.; Kerr, A. D. - Analysis of lateral track buckling using new frame-type equations. *International Journal of Mechanical Sciences*. Vol. 48. n.º 1 (2006). p. 21-32. Disponível em WWW: <<Go to ISI>://000234151900003>. 0020-7403
- Hunt, G.; Yu, Z. - Improved Knowledge of Forces in CWR Track (Including Switches), ERRI D 202/DT 361 – Measurement of lateral resistance characteristics for ballasted track. Utrecht: European Rail Research Institute (ERRI), Fevereiro, 1998.
- Jackson, J. E.; Bauld, N. R.; Ramesh, M. S.; Menon, S. C. - A Super Element for Lateral Track Deformation. *Applied Mechanics Rail Transportation Symposium*. (1988). p. 7-18.
- Kerr, A. D. - Analysis of Thermal Track Buckling in Lateral Plane. *Acta Mechanica*. Vol. 30. n.º 1-2 (1978). p. 17-50. Disponível em WWW: <<Go to ISI>://A1978FP48800002  
<http://www.springerlink.com/content/w3123g67v81882k3/fulltext.pdf>>. 0001-5970
- Kish, A.; Samavedam, G.; Wormley, D. - Fundamentals of track lateral shift for high-speed rail applications. Paris, França: 1998.
- Kish, A.; Samavedam, G.; Jeong, D. - Analysis of Thermal Buckling Tests on U.S. Railroads. FRA/ORD82/45, Washington, D.C., USA, 1982.

- Kutz, M. - Handbook of transportation engineering. New York: McGraw-Hill, 2004. Disponível em WWW: <<http://www.knovel.com/knovel2/Toc.jsp?BookID=2534>>. 0071391223 (alk. paper)
- Lim, N. H.; Han, S. Y.; Han, T. H.; Kang, Y. J. - Parametric Study on Stability of Continuous Welded Rail Track - Ballast Resistance and Track Irregularity-. *International Journal of Steel Structures*. Vol. 8. n.º 3 (2008). p. 171-181. Disponível em WWW: <<Go to ISI>://000260402900005>. 1598-2351
- Lim, N. H.; Park, N. H.; Kang, Y. J. - Stability of continuous welded rail track. *Computers & Structures*. Vol. 81. n.º 22-23 (2003). p. 2219-2236. Disponível em WWW: <<Go to ISI>://000185409800008>. 0045-7949
- Lonsdale, C. P. - Thermite Rail Welding: History, Process Developments, Current Practices And Outlook For The 21st Century. *AREMA 1999 Annual Conferences*. (1999). p. 2.
- McGuire, W.; Gallagher, R. H.; Ziemian, R. D. - Matrix structural analysis. 2nd. New York [etc]: John Wiley & Sons, 2000. 0-4713-7651-5
- Melo, A. H. - Estabilidade da via férrea constituída por carris compridos soldados. Porto: Secção de Publicação de Textos do Centro Universitário do Porto, 1974.
- Rail Accident Investigation Branch - Rail Accident Report: Derailment of a passenger train near Cummersdale, Cumbria 1 June 2009. RAIB, Department for Transport, Março, 2010. Disponível em WWW: <[http://www.raib.gov.uk/cms\\_resources.cfm?file=/100325\\_R062010\\_Cummersdale.pdf](http://www.raib.gov.uk/cms_resources.cfm?file=/100325_R062010_Cummersdale.pdf)>.
- Ramesh, M. S. - A Nonlinear Finite Element Approach to the Analysis of Lateral Thermal and Mechanical Buckling of Railroad Tracks. Clemson University, USA, 1985.
- Reinecke, M.; Herrmann; Parmentier - Improved Knowledge of Forces in CWR Track (Including Switches), ERRI D 202/DT 360 – Lateral Resistance tests. Utrecht: European Rail Research Institute (ERRI), Outubro, 1997.
- Samavedam, G. - Buckling and Post Buckling Analysis of CWR in the Lateral Plane. Technical Note TNTS-34, British Railways Board, 1979.
- Samavedam, G.; Kish, A.; Purple, A.; Schoengart, J. - Parametric Analysis and Safety Concepts of CWR Track Buckling. DOT/FRA/ORD-93/26, Washington, D.C., USA, 1993.
- Van, M. A. - Stability of continuous welded rail track. Delft: Delft University Press, 1997. 9040714851
- VNTSC (Volpe National Transportation Systems Center) - Track Buckling Research. 2003. Disponível em WWW: <<http://www.volpe.dot.gov/sdd/buckling.html>>.
- Zand, J.; Moraal, J. - Improved Knowledge of Forces in CWR Track (Including Switches), ERRI D 202/DT 362 – Ballast Resistance under three-dimensional loading. Utrecht: European Rail Research Institute (ERRI), Abril, 1997.