

# DESEMPENHO A CURTO E LONGO PRAZO DE UMA VIA EM LAJE EM ZONA DE TRANSIÇÃO: ANÁLISE DE ATERRO PARA TÚNEL

Short and long term performance of a slab track in a transition zone: an embankment to tunnel analysis

Ana Ramos<sup>a</sup>, António Gomes Correia<sup>b</sup>, Rui Calçada<sup>a</sup>

<sup>a</sup> Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal

<sup>b</sup> Departamento de Engenharia Civil, ISISE, ARISE, Universidade do Minho, Portugal

**RESUMO** – As zonas de transição de vias-férreas são caracterizadas por uma mudança abrupta na rigidez das condições de suporte da via, o que conduz ao aumento das cargas dinâmicas e aceleração dos assentamentos diferenciais e degradação da via. Este trabalho apresenta o estudo do comportamento da via em laje em zonas de transição, com especial destaque para as secções aterro-túnel. Esta análise usa uma metodologia híbrida que combina a modelação tridimensional por elementos finitos com as equações empíricas de deformação permanente, inseridas num processo iterativo. Em cada iteração, são determinados os campos de tensão induzidos na fundação usando o modelo 3D, antes de se calcularem as deformações a partir da equação empírica calibrada capaz de determinar o assentamento ao longo da transição. Seguidamente, antes de iniciar a próxima iteração, estes assentamentos são utilizados para modificar a geometria do modelo 3D, o que permite considerar os efeitos do assentamento anterior. Relativamente ao comportamento dinâmico a curto-prazo, os resultados mostram uma concentração de tensões na laje de betão e HBL. Em relação ao comportamento a longo prazo, os resultados mostram um assentamento permanente máximo acumulado próximo de 0.52 mm. Mais ainda, foi testada a eficácia de uma manta resiliente na zona do túnel e no aterro. Os resultados mostram uma diminuição do nível de tensões na transição e atenuação da variação dos deslocamentos na laje de betão.

**ABSTRACT** – Railway track transition zones are characterised by an abrupt change in track support stiffness, which increases dynamic wheel loads and leads to the acceleration of differential settlement and track degradation. This work aims to study concrete slab track transition zones, with a focus on embankment-to-tunnel sections. The analysis uses a hybrid methodology, combining 3D finite element modelling with empirical settlement equations, in an iterative manner. At each iteration, the track-ground stress fields are calculated using a 3D model, before passing them to a calibrated empirical equation capable of computing settlement across the transition. Then, before starting the next iteration, these settlements are used to modify the 3D model geometry, thus account for the effects of the previous settlement. Regarding the short-term dynamic behaviour, the results demonstrate a concentration of stresses in the concrete slab and HBL. Regarding the long-term behaviour, the results show a maximum cumulative permanent deformation close to 0.52 mm. Moreover, the effectiveness of a resilient mat placed in the transition was tested. The results show a decrease in the stress levels in the transition and the attenuation of the variation of displacements in the concrete slab.

**Palavras Chave** – zonas de transição; via em laje; deformação permanente.

**Keywords** – transition zones; slab track; permanent deformation.

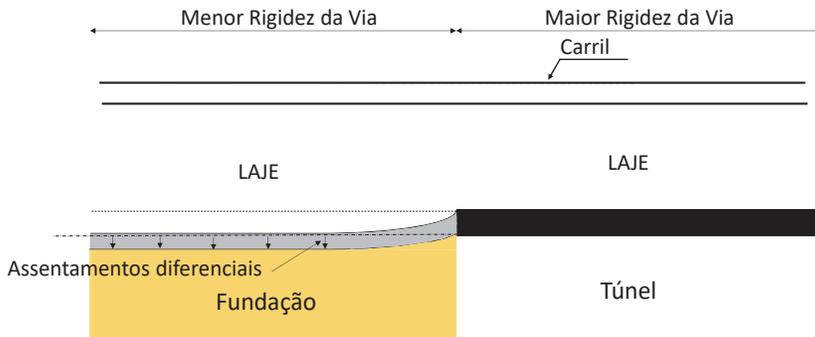
---

E-mails: aramos@fe.up.pt (A. Ramos), agc@civil.uminho.pt (A. Correia), ruiabc@fe.up.pt (R. Calçada)

ORCID: orcid.org/0000-0002-8381-0126 (A. Ramos), orcid.org/0000-0002-0103-2579 (A. Correia), orcid.org/0000-0002-2375-7685 (R. Calçada)

## 1 – INTRODUÇÃO

As zonas de transição são caracterizadas por uma mudança abrupta na rigidez da via e o desenvolvimento de assentamentos diferenciais ou assimétricos, o que conduz a um crescimento e aparecimento de depressões ou saliências (Figura 1). Este fenómeno pode conduzir ao desconforto dos passageiros, falta de segurança na circulação e aumento dos custos de manutenção (Fröhling et al., 1996, Hunt, 1997, Nicks, 2009). Assim, é possível afirmar que este tema apresenta grande interesse do ponto de vista geotécnico, estrutural e económico, uma vez que estes fenómenos são uma constante preocupação para os Gestores das Infraestruturas Ferroviárias.



**Fig. 1** – Representação esquemática da variação abrupta da rigidez da via.

Nesta medida, o fenómeno de degradação da via (muito acelerado) em zonas de transição começa com as mudanças abruptas de rigidez devido às condições de suporte, incrementando as cargas dinâmicas e a taxa ou velocidade de degradação da via (Dahlberg, 2004, Zhang et al., 2007, Ferreira e López-Pita, 2013, Asghari et al., 2021). O aparecimento dos deslocamentos diferenciais excita as componentes do material circulante (nomeadamente rodas, bogies e carruagens), que têm impacto posterior na amplificação dinâmica das forças verticais da interação comboio-via. Esta degradação é, assim, umas das causas relacionadas com a geração de ruído, vibrações, desconforto durante a circulação e descarrilamento (Paixão et al., 2016). Estes problemas podem conduzir, posteriormente, ao aparecimento de travessas flutuantes (Figura 1), deformações permanentes do carril, penetração do balastro no subleito e fissuras nas travessas de betão e/ou na laje de betão (Banimahd et al., 2012). De facto, é possível afirmar que existe uma interdependência entre as cargas dinâmicas e assentamentos diferenciais e uma relação estreita com a degradação da via (Indraratna et al., 2019, Paixão, 2014). Este processo de degradação é um ciclo que se auto perpetua, uma vez que os assentamentos conduzem à amplificação das cargas dinâmicas, que conduz ao aumento dos assentamentos permanentes (Banimahd et al., 2012).

As zonas de transição podem ocorrer em diferentes situações: via balastrada suportada por um solo natural e a via apoiada por uma estrutura rígida como numa ponte ou um túnel ou uma passagem inferior/superior (Hunt, 1997, Fröhling et al., 1996, AREMA, 2005, Lundqvist et al., 2006, Coelho et al., 2011), ou mesmo no caso de uma via balastrada que muda para uma via em laje (Indraratna et al., 2019).

Devido ao aumento da popularidade da via em laje nos últimos anos, o número de áreas onde existe uma transição entre uma via balastrada e uma via em laje também aumentou. Assim, são necessárias soluções que permitam mitigar os impactos causados pelas descontinuidades estruturais ao longo da via (Varandas et al., 2013). Estas soluções de mitigação visam minimizar as variações abruptas associadas ao suporte de rigidez da via de forma a segurar uma mudança gradual de uma zona menos rígida (como a via balastrada) para uma zona mais rígida (via em laje) (Indraratna et al., 2019).

Portanto, este trabalho pretende analisar o desempenho de uma zona de transição específica, considerando o sistema de via em laje e as variações de suporte na transição entre um aterro e um túnel.

Ao longo dos últimos anos, a via em laje provou ser uma solução atrativa e, por isso, tem sido amplamente utilizada em linhas de alta velocidade. Isto acontece porque este sistema pode potencialmente oferecer um bom desempenho a longo prazo associado a uma menor deformação permanente. No entanto, o efeito da transição da rigidez no suporte deste sistema de via é, ainda, pouco explorado pois parte dos estudos anteriores são baseados nas transições entre a via balastrada e a via em laje (Li e Wu, 2008, Shahraki e Witt, 2015, Shahraki et al., 2015 e Wang e Markine, 2019) ou entre as vias balastrada e outras estruturas mais rígidas como pontes, túneis ou passagens superiores/inferiores (Coelho et al., 2011, Varandas et al., 2011, Varandas et al., 2013, Alves Ribeiro et al., 2015, Paixão et al., 2016, Momoya et al., 2016, Varandas et al., 2016, Wang e Markine, 2018, Alves Ribeiro et al., 2018 e Li et al., 2021). De facto, o número de trabalhos focado no desempenho da via balastrada é compreensível devido ao seu uso generalizado. Mais ainda, a via balastrada está potencialmente sujeita a maiores deformações permanentes quando comparada com a via em laje, o que faz com que seja frequentemente estudada em relação ao seu desempenho a longo-prazo. Assim, é expectável que, em zonas de transição, a via em laje possa oferecer um melhor desempenho a longo-prazo quando comparado com a via balastrada devido à sua maior rigidez. Contudo, as tolerâncias das deformações associadas à via em laje em termos de deslocamentos diferenciais são reduzidas, devido ao elevado custo de manutenção. Isto significa que, por isso, o comportamento a longo prazo das vias em laje (sobretudo em zonas de transição) exigem uma atenção redobrada de forma a evitar fissuras no betão e assentamentos diferenciais.

No âmbito do estudo do desempenho das vias em laje, Shan et al. (2013) estudou o seu comportamento ao longo de uma zona de transição. Nesse trabalho, os autores não consideraram a interação veículo-via, o que influencia consideravelmente o comportamento dinâmico. Assim, no presente estudo, é analisado o comportamento a curto e longo prazo numa zona de transição através da avaliação dos deslocamentos e tensões tendo em consideração as forças de interação entre o veículo e via. A análise a longo-prazo é realizada através de uma metodologia híbrida que inclui a implementação de um modelo empírico de deformação permanente que permite a simulação do desenvolvimento das deformações com base nos níveis de tensão. O processo de calibração foi realizado anteriormente (assim como a metodologia implementada) e é vital na previsão do comportamento a longo-prazo de estruturas ferroviárias. Assim, os estudos numéricos realizados com a implementação das propriedades calibradas pode ser uma ferramenta importante no estudo do comportamento a longo-prazo de vias em laje em zonas de transição. Nesta medida, a abordagem implementada usa o modelo de elementos finitos tridimensional (considerando a simulação da interação entre a super e subestrutura através de elementos de contacto), onde são obtidas as tensões que são exportadas para determinar a deformação permanente que é, posteriormente, novamente importada no modelo de elementos finitos para simular a degradação da via.

## **2 – DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO: MODELO DE ELEMENTOS FINITOS**

Esta análise pretende estudar os efeitos de amplificação dinâmicos gerados pela passagem do comboio *Alfa Pendular* (Figura 2) considerando a diferença de rigidez entre duas estruturas com diferentes suportes: uma via em laje sobre um aterro e uma via em laje sobre um túnel. A análise é realizada com base numa metodologia desenvolvida que inclui um modelo tridimensional desenvolvido no software ANSYS e a implementação (no software MATLAB) de um modelo empírico de deformação permanente.

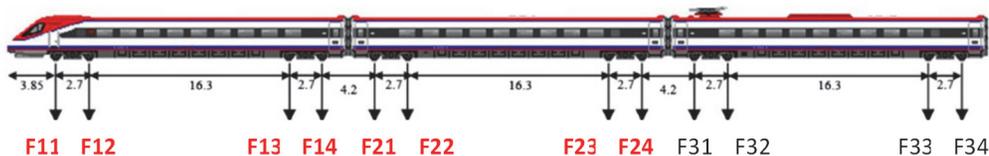


Fig. 2 – Geometria do comboio *Alfa Pendular*.

## 2.1 – Propriedades dos materiais

A via em laje é composta pelos carris, palmilhas, laje de betão, a camada de betão pobre (HBL) e pela subestrutura que inclui a camada de proteção anti-congelamento (FPL) e a fundação. Uma secção tipo da zona de aterro é apresentada na Figura 3.

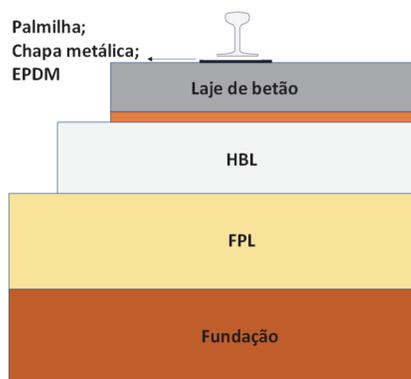


Fig. 3 – Materiais que compõem a via em laje.

A parametrização dos materiais é baseada num processo de calibração anterior apresentado no trabalho desenvolvido por Ramos et al. (2021b). As propriedades dos materiais estão descritas no Quadro 1. De forma mais detalhada, a calibração baseia-se no ajustamento e comparação dos deslocamentos obtidos numericamente num modelo físico da via em laje com os resultados medidos pelos LVDTs à escala real com 2.2 m de comprimento longitudinal sujeitos a mais de 3 milhões de ciclos de carga. Desta forma, foi realizado o ajuste das propriedades dos materiais (como o módulo de *Young* e o coeficiente de *Poisson*) do balastro, FPL, fundação e palmilhas. Os valores obtidos a partir da calibração são aceitáveis pois estão dentro da gama de valores normalmente apresentada na bibliografia.

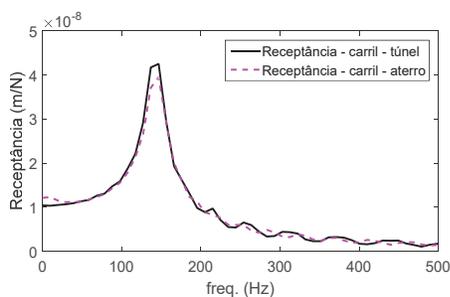
Os parâmetros de amortecimento foram determinados com base na matriz de amortecimento de *Rayleigh*. Os valores de  $\alpha_i$  e  $\beta_i$  foram estimados com base nos resultados numéricos das curvas de receptância obtidas a partir da simulação da excitação do carril em duas zonas distintas da via com diferentes características: sobre o aterro e sobre o túnel. O impulso de Dirac foi aplicado no modelo numérico. Neste estudo, foi assumida a igualdade  $\xi_1 = \xi_2$ . No caso dos materiais de betão e dos geomateriais, foi adotado um coeficiente hysterético de 0.01 e 0.03, respetivamente. Relativamente às palmilhas (designadas de EPDM), uma vez que estes elementos são modelados com elementos sólidos e não com elementos do tipo mola-amortecedor, foi adotado um coeficiente hysterético de  $\xi = 0.05$ . As curvas de receptância permitem identificar as ressonâncias da estrutura, tal como apresentado na Figura 4. Esta figura apresenta a semelhança entre curvas de receptância do carril e da laje de betão no aterro e no túnel. A principal diferença ocorre ao nível da laje de betão. Os resultados mostram que os picos de ressonância são inferiores na via em laje sobre o túnel devido à

elevada rigidez da estrutura. Assim, foi adotada uma gama de frequências entre 5 Hz ( $f_1$ ) e 200 Hz ( $f_2$ ). Esta gama é considerada suficiente para representar corretamente a resposta da via. A partir destes pressupostos, os valores de  $\alpha$  e  $\beta$  foram determinados e são apresentados no Quadro 2.

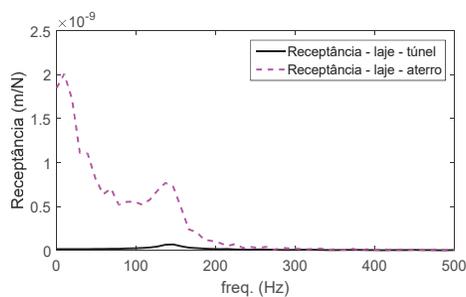
**Quadro 1** – Propriedades dos materiais da via em laje.

Material	Propriedades
Carril (BS113A)	$E=200 \times 10^9$ Pa $\gamma=7850$ kg/m <sup>3</sup> $\nu=0.30$
Palmilha	$k=1800 \times 10^6$ N/m $\gamma=1000$ kg/m <sup>3</sup> $\nu=0.30$ $E=k \times \text{rigidez} / \text{área}$
Chapa metálica	$E=210 \times 10^9$ Pa $\gamma=7850$ kg/m <sup>3</sup> $\nu=0.30$
EPDM – monómero de etileno propileno e dieno	$k=40 \times 10^6$ N/m $\gamma=1200$ kg/m <sup>3</sup> $\nu=0.00$ $E=k \times \text{rigidez} / \text{área}$
Camada de argamassa	$E=25 \times 10^9$ Pa $\gamma=2000$ kg/m <sup>3</sup> $\nu=0.25$
Laje de betão	$E=40 \times 10^9$ Pa $\gamma=2500$ kg/m <sup>3</sup> $\nu=0.25$
HBL – camada de betão pobre	$E=15 \times 10^9$ Pa $\gamma=2400$ kg/m <sup>3</sup> $\nu=0.25$
FPL – camada de proteção anti-congelamento	$E=3.3 \times EV_2=3.3 \times 135 \times 10^6$ Pa $\gamma=2141$ kg/m <sup>3</sup> $\nu=0.35$
Fundação	$E=3.3 \times EV_2=3.3 \times 65 \times 10^6$ Pa $\gamma=2091$ kg/m <sup>3</sup> $\nu=0.35$

$E$  = Módulo de Young;  $\gamma$  = baridade;  $\nu$  = coeficiente de Poisson;  $k$  = rigidez



a)



b)

**Fig. 4** – Curvas de receptância: a) no carril; b) na laje de betão.

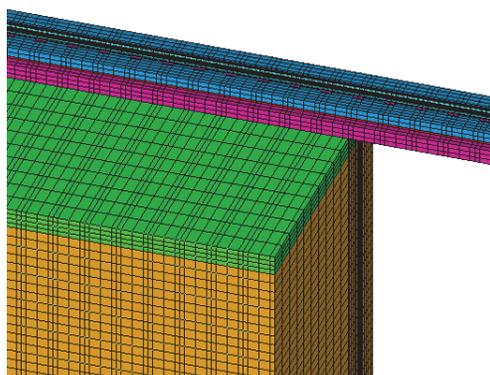
**Quadro 2** – Parâmetros de amortecimento de *Rayleigh*.

Material	$\xi$	$\alpha$ (s <sup>-1</sup> )	$\beta$ (s)
Palmilha - EPDM	0.05	5.712	0.00014
Laje de betão e HBL	0.01	1.142	2.894E-05
Subestrutura (FPL e fundação)	0.03	3.427	8.681E-05

$\xi$ =amortecimento histerético;  $\alpha$ = parâmetro da matriz de amortecimento de *Rayleigh* que multiplica a matriz de massa do sistema;  $\beta$ = parâmetro da matriz de amortecimento de *Rayleigh* que múltipla a rigidez global do sistema

## 2.2 – Geometria e características

O modelo 3D desenvolvido está representado na Figura 5 e apresenta um comprimento total de 53.1 m (o aterro com 31.65 m e o túnel com 21.45 m). A espessura da fundação é de 10.6 m e a distância entre o plano de simetria e a fronteira vertical é igual a 6 m. A análise foi realizada considerando a passagem do comboio *Alfa Pendular* a uma velocidade de circulação de 220 km/h. Em relação ao tratamento das fronteiras, foram adotados amortecimentos viscosos para atenuar as ondas que atingem as fronteiras verticais na zona da subestrutura. Este tipo de abordagem tem sido utilizado no âmbito da modelação 3D e zonas de transição com bons resultados (Banimahd et al., 2012, Connolly et al., 2013, Woodward et al., 2015, Varandas et al., 2016, Shahraki e Witt, 2015, Alves Ribeiro et al., 2018). Na base da camada da fundação, foram implementados suportes rígidos. Relativamente à zona do túnel, foram colocados suportes rígidos na direção vertical na base da camada do HBL. Acrescenta-se ainda que, visto tratar-se de um problema associado a um elevado número de nós e elementos, foram adotadas as condições de simetria do problema, de forma a reduzir o esforço computacional. As condições de suporte do modelo estão descritas também no Quadro 3.



**Fig. 5** – Representação do modelo 3D da zona de transição.

Relativamente à simulação numérica, os materiais foram modelados com elementos sólidos de 8 nós e foram usados elementos de contacto para simular a interação entre o veículo e a via (através da implementação da teoria *Hertziana*) e também para simular a interação entre a camada de apoio (HBL – superestrutura) e o FPL, que é parte da subestrutura. Os elementos de contacto foram usados para simular a “separação” entre o HBL e FPL durante e após a passagem do comboio. Na verdade, esta abordagem é uma tentativa de replicar o comportamento real das estruturas ferroviárias (neste caso da via em laje) nas zonas de transição (fenómeno semelhante às travessas flutuantes observado na via balastrada). Contudo, a sua implementação não é simples. Primeiramente, é necessário incluir o efeito da gravidade nos elementos de contacto. Caso contrário, é induzido um levantamento do carril e da laje de betão nas secções localizadas antes da zona de transição, o que não corresponde ao comportamento real da estrutura. Mais ainda, é também importante salientar que o factor de

### Quadro 3 – Condições de suporte.

Base do modelo (plano $xz$ : $y=-11.538$ m) – aterro	Suportes rígidos (todas as direções)
Base do modelo (plano $xz$ : $y=-0.738$ ) - túnel	Suportes rígidos na direção $y$ (direção vertical)
Plano $yx$ ( $z=0$ m) – plano de simetria	Suportes rígidos na direção $z$ (direção transversal)
Plano $yz$ ( $x=0$ m) – localizado na transição	Suportes rígidos na direção $x$ (direção longitudinal) aplicados no FPL e fundação
Plano $yz$ ( $x=-31.65$ m)	Amortecedores viscosos (todas as direções) aplicados no FPL e na fundação
Plano $yx$ ( $z=6.0$ m)	Amortecedores viscosos (todas as direções) aplicados no FPL e na fundação

rigidez normal de penalização (FKN) não deve ser excessivamente elevado pois pode conduzir a instabilidades numéricas. Neste caso, foi utilizado um valor igual a  $1 \times 10^1$  para simular a interação entre o FPL e o HBL. Na simulação da interação entre o veículo e a via, foi adotado um valor de  $1 \times 10^4$ .

É importante referir que durante a modelação se considerou, tal como mencionado anteriormente, as condições de simetria do problema e a malha foi também otimizada para reduzir o tempo de cálculo. As análises dinâmicas foram realizadas utilizando o método *Newmark-Raphson* e adotando um passo do tempo otimizado de 0.002 s.

## 3 – COMPORTAMENTO DINÂMICO DO VEÍCULO-VIA

### 3.1 – Modelação do comboio

De forma a similar, a interação entre o veículo e a via, foram modelados os bogies, suspensão primária, massa e eixo das rodas e ainda a rigidez Hertziana. Os bogies foram modelados como vigas rígidas com massa distribuída ( $M_b$ ) e a suspensão primária foi modelada através de um conjunto de mola-amortecedor, definidos pelos parâmetros  $k_p$  e  $c_p$ . A roda foi simulada considerando uma massa concentrada ( $M_e$ ) e uma mola com uma rigidez definida a partir da teoria *Hertziana* (Johnson, 1985). Esta modelação simplificada do veículo é considerada suficiente para obter resposta da estrutura que se pretende analisar.

As propriedades são apresentadas no Quadro 4. Como apenas se está a modelar metade da via, também as propriedades do comboio estão divididas em dois. Neste caso, o veículo modelado é o comboio português *Alfa Pendular*. Neste contexto, é importante referir que as suas propriedades não são constantes ao longo do comboio (o que inclui a carga por eixo). Contudo, as diferenças são pequenas e, por isso, foi adotado um valor constante para cada propriedade de forma a simplificar a modelação.

Relativamente ao carregamento, foi definida uma carga de 67.5 kN para simular o carregamento (corresponde a metade da carga por eixo). Uma vez que a interação entre o veículo e via foi incluída na modelação e uma vez que o comboio tem um comprimento total de 158.90 m, a simulação completa da passagem do comboio iria implicar a adoção de um modelo quatro vezes superior e, por isso, um excessivo tempo de cálculo. Assim, de forma a minimizar o esforço computacional, foi

Quadro 4 – Propriedades dos elementos do comboio.

Componente	Valores	
Bogie: $M_b/2$	$4932/(2 \times 2.7)$ [kg]	
Suspensão primária:	$K_p/2$	$3420 \times 10^3$ (/2) [N/m]
	$c_p/2$	$36 \times 10^3$ (/2) [N.s/m]
Massa da roda: $M_e/2$	$1800$ (/2) [kg]	
$K_h$	$2.4 \times 10^9$ (/2) [N/m]	

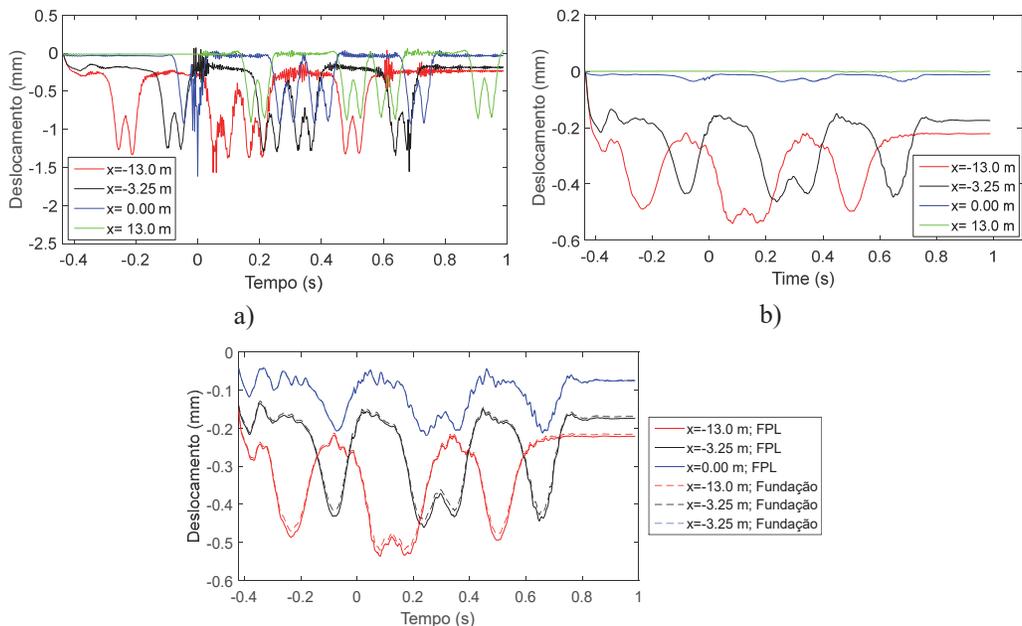
realizada a simulação da passagem dos bogies considerando o seguinte processo otimizado: no início da análise, todos os bogies estão estacionários, sem peso e localizados na mesma posição, perto de uma das fronteiras limite do modelo. Nos subseqüentes incrementos de tempo, são atribuídas as cargas e movimento (velocidade) a cada bogie, um por um, de acordo com a velocidade do comboio e configuração/geometria dos eixos. Quando cada bogie chega ao final do modelo, eles são parados, um por um, e a respetiva carga é removida. Isto significa que a cada conjunto de eixos de um bogie, é aplicada uma lei de evolução de carga e movimento ao longo do tempo. Assim, esta abordagem permite simular a passagem de diferentes bogies do comboio sobre um modelo mais reduzido. O aumento do tempo computacional é apenas em função do tempo que o comboio demora a atravessar o modelo.

### 3.2 – Passagem dos primeiros 4 bogies

De forma a simular, o processo de degradação da via em laje numa zona de transição, foram analisados os efeitos da passagem dos primeiros 4 bogies do *Alfa Pendular*. Esta opção foi selecionada pois a partir do quarto bogie, há uma repetição da geometria do comboio (Figura 2). Esta abordagem permite simular os efeitos dinâmicos das cargas do veículo nas trajetórias e níveis de tensão, que são variáveis importantes na evolução da deformação permanente.

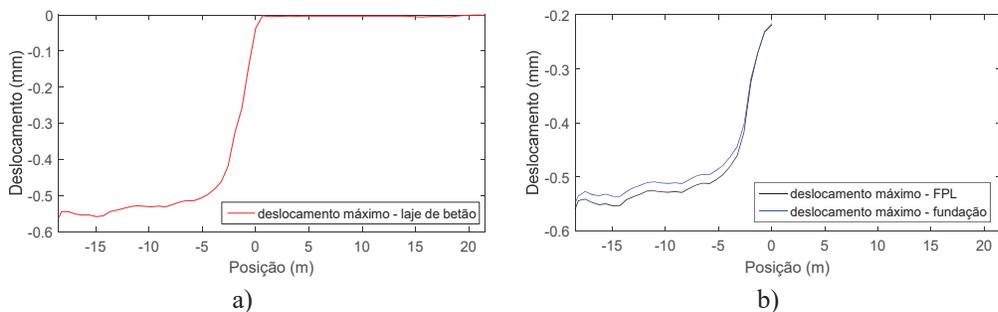
Nas Figuras 6 a 8 são apresentados os resultados relativos aos deslocamentos nos nós de topo do carril, laje de betão, FPL e fundação, assim como as tensões e extensões obtidas nos nós de topo da fundação. Estes resultados foram obtidos no alinhamento vertical sob a zona de carregamento. É também importante acrescentar que a transição se encontra localizada na posição  $x=0$  m e o instante  $t=0$  s corresponde ao tempo que o primeiro bogie leva a chegar à zona de transição.

Os resultados obtidos mostram que os deslocamentos/tensões/extensões máximas ocorrem no início do carregamento. Contudo, isto acontece ainda nas secções longe da transição e, por isso, estes resultados foram omitidos para simplificar a análise, até porque são também influenciados pela proximidade da fronteira lateral posicionada no lado esquerdo.

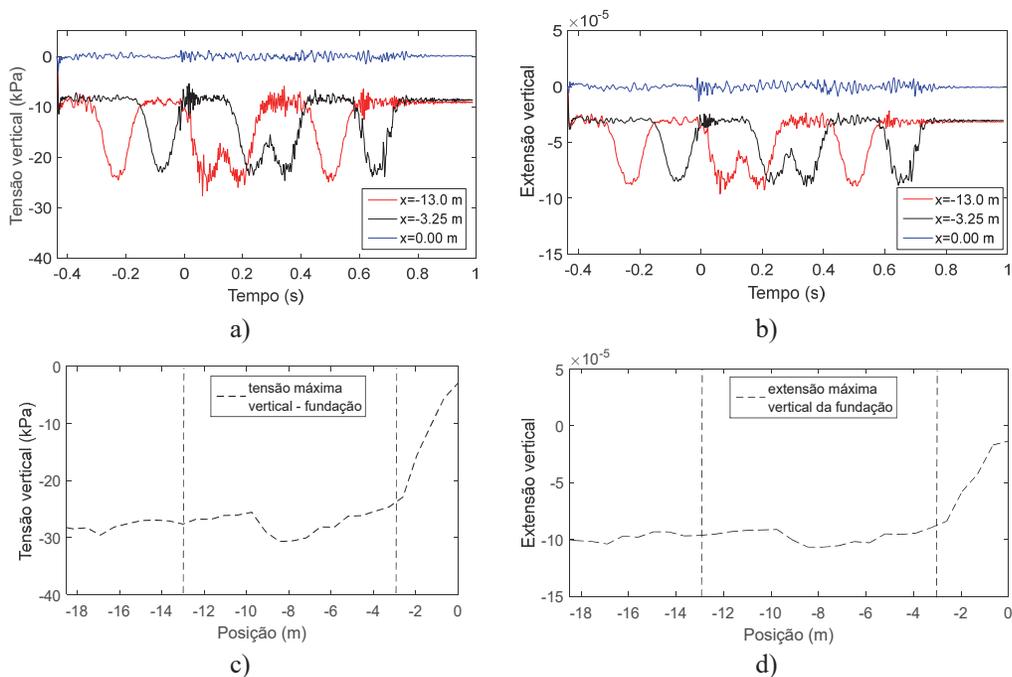


**Fig. 6** – Deslocamentos nos nós de topo: a) carril; b) laje de betão; c) FPL e fundação.

Analisando os resultados apresentados nas Figuras 6 a 8, verifica-se que os deslocamentos, tensões e extensões estão estabilizados até à posição  $x=-5$  m e diminuem à medida que o comboio se aproxima da transição no sentido aterro-túnel. Relativamente à laje de betão, FPL e fundação, os valores dos deslocamentos nas secções longe da transição são muito próximos de 0.55 mm. É também importante referir que, no caso dos deslocamentos do carril (Figura 6a), é possível identificar os eixos de cada bogie. O mesmo não acontece no caso dos deslocamentos na laje de betão, FPL ou fundação (Figura 6b e 6c). Neste caso, os deslocamentos não são sensíveis à passagem dos eixos, mas sim dos bogies. Relativamente às tensões e extensões no topo da camada da fundação, os resultados mostram que, nas secções mais afastadas da transição, as tensões verticais são próximas de 30 kPa e as extensões verticais são próximas de  $10 \times 10^{-5}$ .



**Fig. 7** – Deslocamentos máximos nos nós de topo da laje de betão (a), FPL e fundação ao longo da via (b).



**Fig. 8** – Tensões e extensões nos nós de topo da fundação: a) tensões na fundação; b) extensões na fundação; c) tensões máximas na fundação ao longo da via; d) extensões máximas na fundação ao longo da via.

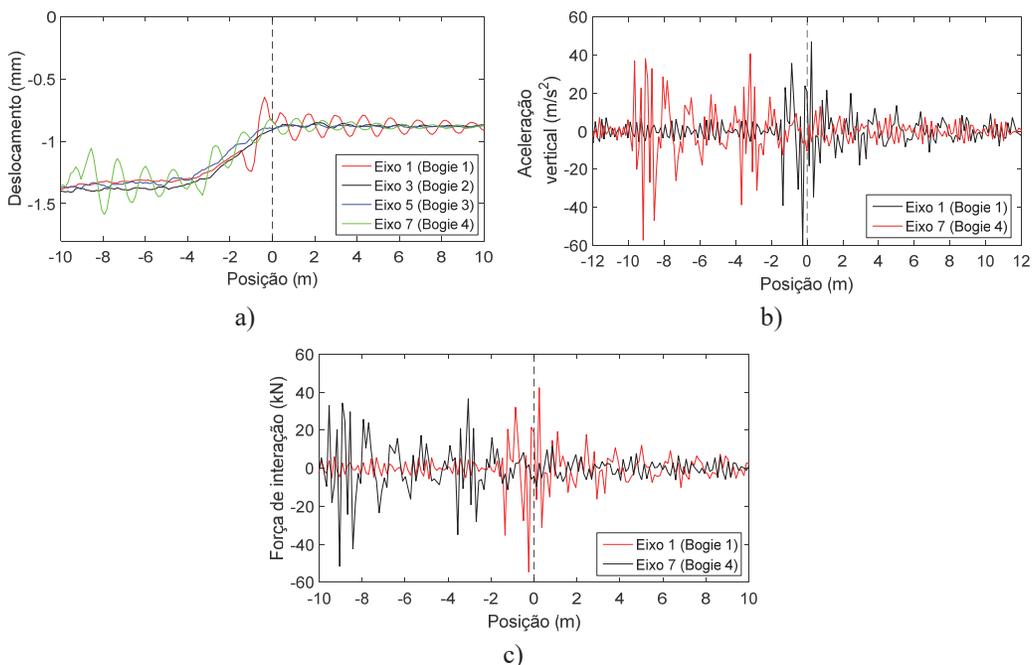
### 3.2.1 – Deslocamentos da roda do carril e interação entre veículo-via

A partir da modelação numérica, foram obtidos os deslocamentos, acelerações e forças de interação associados aos eixos de cada bogie. Os resultados são apresentados na Figura 9, onde estão representados os eixos de cada bogie (Figura 9a). Os eixos que pertencem ao mesmo bogie apresentam resultados muito similares.

Analisando a Figura 9, os deslocamentos dinâmicos experimentados pela roda do veículo durante a passagem na zona de transição pode constituir uma medida da variação da rigidez da via. Tal como descrito nesta figura, os deslocamentos verticais variam entre 1.4 mm (na zona flexível) e 0.85 mm na zona rígida (túnel). Esta diminuição dos deslocamentos no sentido de circulação do veículo deve-se à variação de rigidez associada à zona de transição assinalada na figura e localizada na posição  $x=0$  m.

A aceleração máxima do eixo do veículo é outro parâmetro de controlo da resposta do veículo. Na Figura 9 b), está representada a variação associada à aceleração vertical do primeiro e sétimo eixos do veículo. De facto, em determinadas posições da via, os valores das acelerações estão acima do limite de alerta que corresponde a  $30 \text{ m/s}^2$ , de acordo com os limites estabelecidos para a linha de alta velocidade Madrid-Sevilha (López-Pita et al., 2006). Ainda que não estejam representados, os eixos 3 e 4 estão longe deste valor limite de alerta. Os resultados mostram que existem um incremento da aceleração do eixo 1 durante a passagem na zona de transição. No caso do eixo 7, este incremento acontece ligeiramente antes da passagem na zona de transição.

Na Figura 9c) são apresentados os resultados relativos às forças de interação veículo-via. Assim, a partir das acelerações verticais dos eixos do veículo, é possível estimar a variação da componente dinâmica associada à força de interação roda-carril, a partir do produto da aceleração vertical do eixo pela sua massa. Os resultados associados aos eixos 1 e 7 mostram um aumento da força durante a passagem da zona de transição, seguindo-se uma redução do valor da força na zona rígida da via.



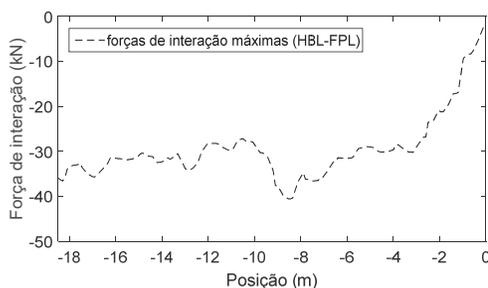
**Fig. 9** – a) Deslocamentos dinâmicos verticais dos eixos; b) variação da aceleração vertical dos eixos (eixo 1 e 7); c) força de interação roda-carril (eixos 1 e 7).

### 3.2.2 – Forças de interação HBL-FPL

Os elementos de contacto incluídos no modelo entre a base do HBL e topo do FPL permitem analisar as forças transmitidas ao FPL e a identificação do fenómeno de “separação” entre a superestrutura e a subestrutura, que é semelhante ao fenómeno das travessas flutuantes que ocorre na via balastrada. A consideração das forças de interação HBL-FPL no modelo de elementos finitos implica o uso/aplicação da gravidade no início do cálculo antes da passagem do veículo. É importante referir que nesta simulação foi adotado um valor de 0.62 relativo ao coeficiente de atrito. Este valor foi determinado com base na seguinte expressão e considerando um ângulo de atrito de 48° relativo ao FPL:

$$\mu = tg\left(\frac{2}{3}\phi\right) \quad (1)$$

Na Figura 10 é apresentada a força de interação HBL-FPL no alinhamento sob o carril. É importante referir que a natureza deste contacto é diferente do contacto roda-carril e, por isso, os resultados deveriam ser analisados em termos de tensões. Contudo, as forças foram extraídas ao longo dos nós (forças nodais) sob o alinhamento selecionado. Assim, para simplificar a obtenção dos resultados, bem como a sua análise e respetivo processamento, os resultados relativos à interação entre HBL e FPL são apresentados sob a forma de forças e não tensões. As tensões de contacto podem ser obtidas através da multiplicação das forças de interação pela área de influência. Os resultados mostram a variação do valor máximo da força de interação ao longo da via.



**Fig. 10** – Valores máximos da força de interação HBL-FPL ao longo da via.

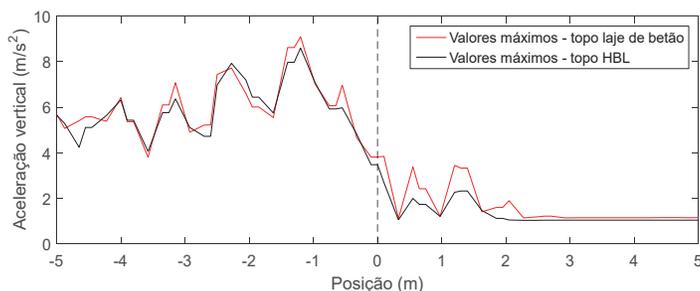
Analisando a Figura 10, a força de interação HBL-FPL varia ao longo do tempo entre 0 kN e -40 kN (valor máximo). O valor da força de interação é estável em secções afastadas da zona de transição (existem algumas oscilações, mas não são significativas) e começa a decrescer à medida que o comboio se aproxima da transição. Uma vez que o material FPL não é modelado na zona do túnel, não é possível analisar estes valores ao longo da zona de transição.

### 3.2.3 – Acelerações na via

Nesta secção são analisadas de forma mais detalhada as acelerações verticais da laje de betão e HBL. Na Figura 11 estão representados os valores máximos da aceleração vertical nos nós de topo da laje de betão e HBL (sob o alinhamento do carril) ao longo da transição. Neste caso, os valores máximos da aceleração vertical nos nós localizados no topo da laje de betão e HBL são quase iguais aos valores máximos da aceleração vertical nos nós localizados na base da laje de betão e HBL e, por isso, não estão representados no gráfico. Os resultados mostram também que as acelerações verticais diminuem na transição. Além disso, verifica-se que as acelerações na laje e HBL são semelhantes.

Mais ainda, os resultados mostram que a magnitude destes valores de aceleração vertical na laje é semelhante à magnitude dos valores descritos no trabalho desenvolvido por Shan et al. (2013), onde foram analisadas duas transições diferentes entre uma ponte e uma fundação vulgar usando o método dos elementos finitos. Nesse trabalho, os resultados mostram que as acelerações verticais na laje de betão variam entre  $3.5 \text{ m/s}^2$  e  $6 \text{ m/s}^2$ .

É também importante referir que as acelerações verticais na laje de betão da via são mais elevadas na zona flexível quando comparadas com a zona mais rígida. Além disso, existe um ligeiro aumento das acelerações imediatamente antes da transição na zona flexível na laje de betão e HBL.



**Fig. 11** – Valores máximos da aceleração vertical da laje de betão e HBL ao longo da zona de transição.

### 3.2.4 – Tensões na via

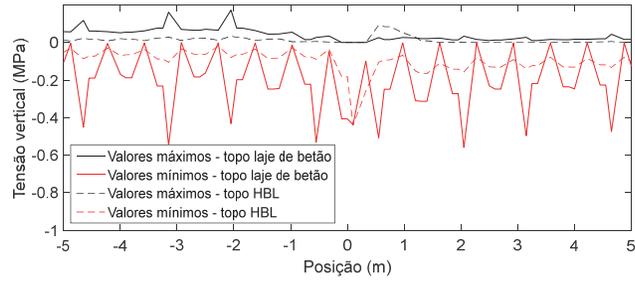
Após a análise das acelerações na via, são apresentadas e analisadas em detalhe os resultados das tensões induzidas. Na Figura 12, estão representados os valores máximos e mínimos das tensões verticais e longitudinais obtidos na via e ao longo da transição nos nós localizados no topo e base da laje de betão e HBL. Os pontos do gráfico correspondem às tensões nodais associadas a cada elemento finito nos nós localizados no alinhamento sob carril e respetivo carregamento.

Relativamente à laje de betão, é possível identificar, na zona de transição, um pico de tensão relativamente às tensões longitudinais (valores máximos no topo da camada). Analisando as tensões verticais, verifica-se que não existe um pico claro na zona de transição como se verifica nas tensões longitudinais. No caso do HBL, os resultados mostram um aumento das tensões verticais (compressão). As conclusões são semelhantes relativamente às tensões longitudinais.

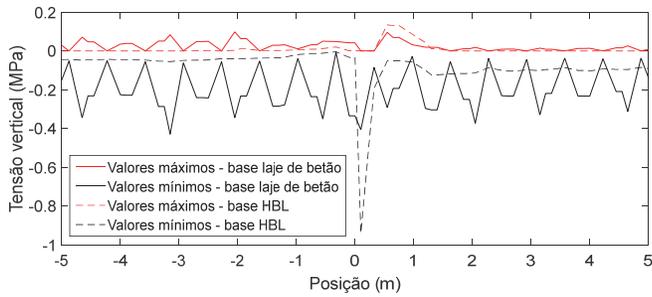
Estes resultados são importantes e devem ser analisados com cuidado pois são estes elementos, a par do carril, que assumem a ligação entre o aterro e o túnel e, por isso, a continuidade da via. Portanto, são elementos que estão sujeitos a um complexo estado/campo de tensão, agravado devido à variação de rigidez da via na zona de transição. Acrescenta-se também que os resultados mostram que, na zona mais rígida (túnel), as tensões verticais nos nós do topo do HBL são ligeiramente superiores quando comparadas com a zona flexível.

### 3.3 – Simulação do assentamento na via

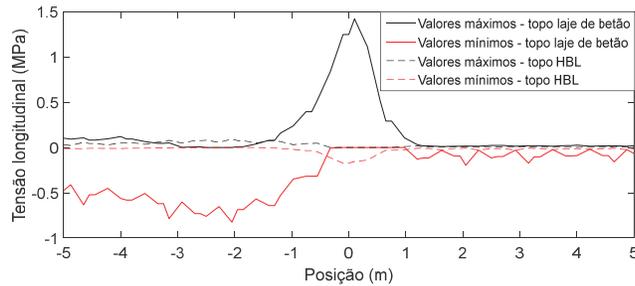
A previsão da evolução do assentamento da via implica conhecimento sobre o comportamento a longo prazo dos materiais e também a seleção dos modelos que podem simular com precisão o comportamento dinâmico da via (Ramos et al., 2021a, Gomes Correia e Ramos, 2021). A incorporação desses resultados e leis de deformação em modelos completos da via é ainda um assunto pouco explorado (Guo e Zhai, 2018). Contudo, alguns estudos têm sido desenvolvidos neste âmbito, tais como os trabalhos desenvolvidos por Hunt (1996), Fröhling (1997), Abdelkrim et al. (2003), Ferreira (2010), Wang e Markine (2018) e mais recentemente por Grossoni et al. (2021).



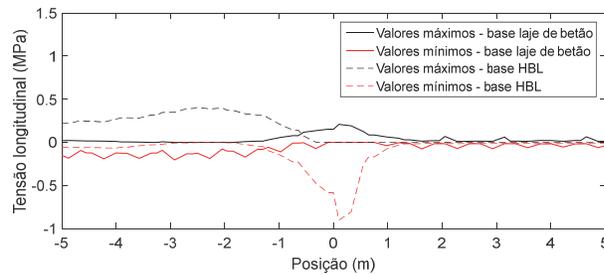
a)



b)



c)



d)

**Fig. 12** – a) Tensões verticais nos nós de topo da laje de betão e HBL ao longo da zona de transição; b) Tensões verticais nos nós da base da laje de betão e HBL ao longo da zona de transição; c) tensões longitudinais nos nós de topo da laje de betão e HBL ao longo da transição; d) tensões longitudinais nos nós da base da laje de betão e HBL ao longo da transição.

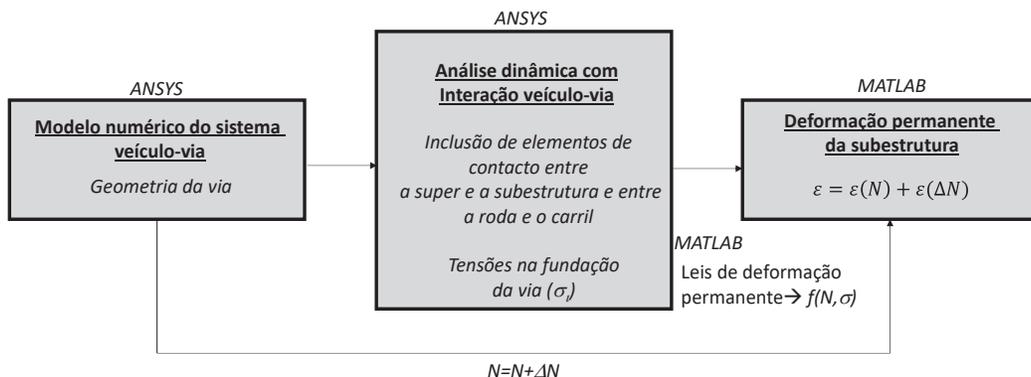
A metodologia apresentada para simular a deformação permanente induzida na via é extremamente versátil e pode ser adotada, independentemente do tipo de modelo e leis de deformação permanente selecionadas. Neste estudo, é apenas considerada a evolução da deformação permanente nas camadas do FPL e fundação, aplicando o modelo desenvolvido por Chen et al. (2014). As contantes dos materiais explicitadas no modelo foram calibradas previamente e apresentadas no trabalho desenvolvido por Ramos et al. (2021b). A calibração foi realizada com base na comparação entre os resultados experimentais e numéricos associados aos deslocamentos permanentes acumulados. O modelo empírico calibrado foi posteriormente aplicado a este modelo 3D estendido da via em laje numa zona de transição de forma a simular o seu processo de degradação. Os resultados experimentais foram obtidos a partir dos resultados medidos nos LVDTs colocados em alguns elementos do modelo físico da via em laje (comprimento de 2.2 m). Os testes cíclicos desenvolvidos em laboratório foram realizados para simular os milhões de ciclos de carga associados à passagem dos comboios (3.4 milhões de ciclos) em apenas alguns dias de teste (Čebašek et al., 2018). Este tipo de ensaios é raro, mas possibilita a recolha de uma significativa quantidade de dados relativa ao desenvolvimento da deformação permanente e respetivo assentamento permanente acumulado. Os resultados numéricos foram determinados com base num modelo 3D que tentou reproduzir os ensaios experimentais. O modelo de deformação permanente implementado está descrito na seguinte expressão:

$$\varepsilon_1^p(N) = \varepsilon_1^{p0} [1 - e^{-BN}] \left( \frac{\sqrt{p_{am}^2 + q_{am}^2}}{p_a} \right)^a \cdot \frac{1}{m \left( 1 + \frac{p_{ini}}{p_{am}} \right) + \frac{s}{p_{am}} - \frac{(q_{ini} + q_{am})}{p_{am}}} \quad (2)$$

onde  $p_{am}$  e  $q_{am}$  correspondem à amplitude da tensão de desvio e tensão média associadas à passagem do comboio,  $m$  e  $s$  são definidos a partir do critério de cedência  $q=s + mp$ ; e  $p_{ini}$  e  $q_{ini}$  são as tensões média e de desvio relativas ao estado de tensão inicial do material;  $B$ ,  $a$  e  $\varepsilon_1^{p0}$  correspondem às constantes do material. Assim, o modelo empírico inclui a influência do critério de cedência, estado de tensão inicial e as tensões induzidas pela passagem do comboio (Ramos et al., 2020).

Esta metodologia é baseada no número de ciclos de carga e também nos níveis de tensão induzidos pela passagem do comboio nos geomateriais que constituem a via. Neste processo, cada ciclo de carga corresponde à passagem de um eixo, o que significa que a passagem completa do comboio *Alfa Pendular* é equivalente a 24 ciclos de carga. Durante a simulação do comportamento a longo prazo da via em laje na zona de transição, a evolução da deformação permanente e os efeitos dos resultados dinâmicos são analisados em detalhe. Este método de simulação é baseado no trabalho desenvolvido por Alves Ribeiro (2012). Contudo, neste trabalho, foi considerado um modelo 3D, enquanto no trabalho original foi utilizado um modelo 2D para estudar o comportamento das zonas de transição. O método de simulação consiste num processo iterativo desenvolvido através da articulação entre o software ANSYS e o software MATLAB, de acordo com o fluxograma representado na Figura 13. Assim, no software comercial ANSYS, é realizada a modelação numérica do veículo e da via, bem como o processo relacionado com o pré e pós processamento dos resultados. No MATLAB são importados os resultados relativos à análise dinâmica e, com base nos resultados das tensões, é obtida a deformação permanente (através da implementação do modelo empírico de deformação permanente). Esta metodologia permite a previsão do assentamento da via ferroviária com base nas tensões obtidas através da modelação 3D da zona de transição (comportamento a curto prazo) e na deformação permanente a partir do um modelo empírico de deformação permanente calibrado (comportamento a longo prazo).

Analisando a Figura 13, após a realização da análise dinâmica, são obtidas as tensões (vertical, horizontal e de corte) em todos os elementos finitos do FPL e fundação, que são os únicos materiais que, efetivamente, contribuem para o desenvolvimento da deformação permanente da via. Seguidamente, são determinadas as tensões principais no MATLAB, assim como as tensões média



**Fig. 13** – Representação esquemática do processo de simulação da deformação permanente da via (adaptado de Alves Ribeiro (2012)).

e de desvio, que são as principais variáveis de entrada do modelo empírico de deformação permanente.

De facto, a deformação permanente da via induzida pela passagem de um eixo do comboio provoca uma deformação muito pequena ou quase insignificante. Isto significa que o processo não é realizado ciclo a ciclo, mas em incrementos correspondentes a um conjunto de ciclos de carga ( $\Delta N$ ), assumindo que, neste conjunto de ciclos de carga, o estado de tensão dos materiais permanece constante. Neste caso, foi adotado um valor de  $\Delta N$  correspondente a 1 milhão de ciclos de carga (o que corresponde a, aproximadamente, 1,5 anos de utilização da *West Coast Main Line* (Kennedy et al., 2013) no Reino Unido. Este valor de  $\Delta N$  permite o desenvolvimento da deformação permanente e a sua estabilização (também conhecido como *plastic shakedown*) (Werkmeister, 2003). Após a determinação da deformação e assentamento permanentes no MATLAB, os resultados são importados para o software ANSYS. Assim, em cada nó de cada elemento finito é imposto o “assentamento permanente”, o que permite atualizar a geometria da via.

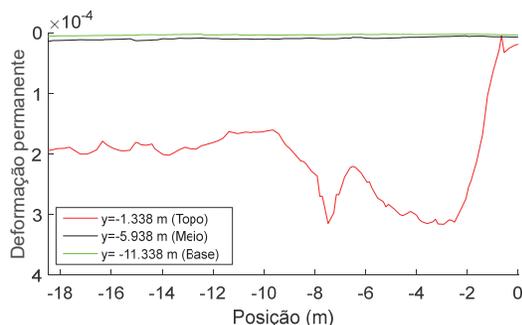
Após cada análise dinâmica, são avaliados os efeitos da nova geometria da via no comportamento dinâmico da zona de transição. Este procedimento permite analisar o efeito conjunto da variação da rigidez com o assentamento causado pela passagem do comboio após a passagem de um determinado número de eixos.

### 3.3.1 – Aplicação da metodologia

Os resultados relativos à deformação permanente são apresentados considerando valores absolutos. O número de ciclos de carga associadas a curva corresponde a 1 milhão de ciclos de carga.

Considerando o alinhamento sob o carregamento, estão apresentados na Figura 14 os resultados relativos à variação da deformação permanente ao longo da via no caso da fundação em diferentes posições. Neste caso, foi obtida a deformação permanente máxima para cada posição vertical, onde  $y=0$  m corresponde ao topo do carril. No caso da fundação, existe uma estabilização até  $x=-9$  m, seguida de um aumento (aproximadamente na posição  $x=-5$  m) e de uma diminuição brusca até à transição. Os resultados mostram também que os elementos localizados a partir de metade da espessura da fundação até à base deste elemento contribuem muito pouco ou quase nada para a deformação permanente.

Apesar da relevância dos resultados anteriores, é também importante analisar as deformações/assentamentos permanentes acumulados a partir da aplicação da seguinte expressão:

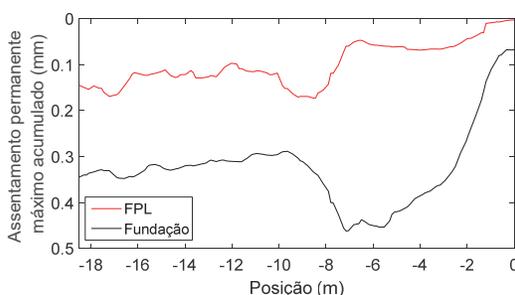


**Fig. 14** – Deformação permanente máxima na fundação ao longo da via (após 1 milhão de ciclos de carga) associados aos nós de topo, meio e base.

$$\delta = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{p,i} H_{si} \quad (3)$$

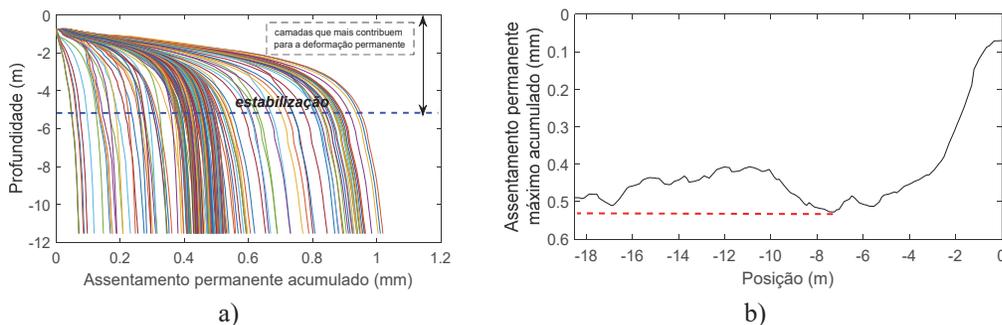
onde  $i$  corresponde ao número de elementos que constituem um determinado material,  $H_{si}$  representa a espessura de cada elemento (em m);  $\varepsilon_{p,i}$  é a deformação permanente do centro de cada elemento e  $\delta$  é o assentamento permanente acumulado da via (em m). Esta análise foi realizada considerando o alinhamento sob o carregamento.

Na Figura 15, são apresentados os assentamentos permanente acumulados nos nós do topo das camadas do FPL e da fundação. O assentamento permanente máximo acumulado no FPL na gama  $-18.5 \text{ m} < x < 0 \text{ m}$ , ocorre na posição  $x=-8.45 \text{ m}$ . Relativamente à fundação, o assentamento permanente máximo acumulado na gama  $-18.5 \text{ m} < x < 0 \text{ m}$ , ocorre na posição  $x=-7.15 \text{ m}$  e corresponde a um valor próximo de  $0.46 \text{ mm}$ .



**Fig. 15** – Assentamento permanente acumulado em mm no FPL e na fundação - variação do assentamento permanente máximo acumulado ao longo da via.

Estes resultados são importantes se analisados em conjunto considerando toda a subestrutura com a inclusão de ambos os materiais: FPL e fundação. A Figura 16 mostra os resultados obtidos. O assentamento máximo acumulado da subestrutura no alinhamento sob o carregamento é próximo de  $0.52 \text{ mm}$  considerando a gama  $-18.5 \text{ m} < x < 0 \text{ m}$ . O valor máximo ocorre na posição  $x=-7.25 \text{ m}$ . Os resultados representados na Figura 16a também mostram que as camadas que mais contribuem para a deformação permanente e respetivo assentamento permanente acumulado estão localizadas entre o topo do FPL ( $y=-0.738 \text{ m}$ ) e  $y=-4.138 \text{ m}$  (acima de metade da espessura da fundação). De facto, todos os elementos do FPL contribuem para o desenvolvimento da deformação permanente,



**Fig. 16** – Assentamento permanente acumulado na subestrutura (FPL e fundação) em mm: a) ao longo da via (considerando todos os alinhamentos); b) assentamento permanente máximo acumulado ao longo da via.

assim como cerca de 30% dos elementos da fundação. Após a profundidade  $y=-4.138$  m, o assentamento permanente estabiliza, o que significa que 70% da fundação não está a contribuir para o desenvolvimento da deformação permanente. Esta informação é de grande utilidade uma vez que mostra que, no dimensionamento da estrutura, deve ser dada especial atenção às propriedades da fundação acima desta profundidade (devem ser selecionados materiais de boa qualidade).

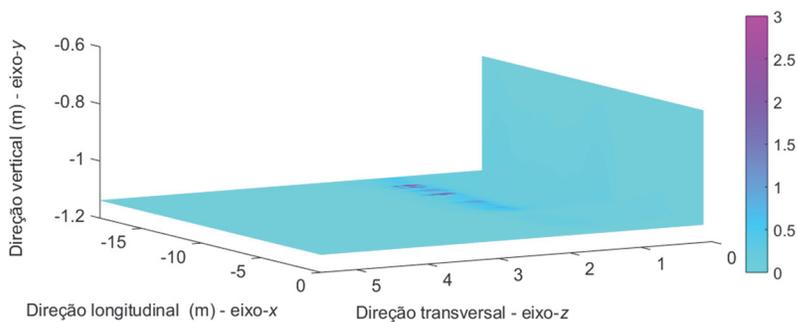
De facto, o valor de 0.52 mm obtido na simulação numérica é próximo do valor obtido nos ensaios realizados à escala real da via em laje, onde o valor máximo de assentamento permanente acumulado obtido foi de 0.53 mm (Čebašek et al., 2018). Neste caso, a estrutura foi submetida a mais de 3 milhões de ciclos de carga. Além disso, no trabalho desenvolvido por Guo e Zhai (2018), os autores estudaram a previsão a longo prazo da degradação da geometria da via (assumindo uma velocidade do comboio de 300 km/h ao longo de 2 anos, o que corresponde a 350400 milhões de ciclos de cargas baseados no tráfego diário atual de cerca de 60 comboios). Este estudo foi desenvolvido considerando um sistema de via em laje de uma linha de alta velocidade e foi realizada uma avaliação do impacto dos assentamentos diferenciais na fundação considerando diferentes combinações de assentamentos: 5 mm/10 m e 5 mm/20 m (função cosseno). Os assentamentos acumulados da fundação em diferentes posições em relação às deformações iniciais apresentam assentamentos acumulados inferiores a 1.5 mm e 0.9 mm considerando as duas combinações, respetivamente. Assim, é possível concluir que os resultados obtidos na simulação numérica explicitada neste trabalho estão dentro desta gama de valores.

A distribuição do assentamento permanente acumulado (em mm) no FPL e na fundação estão representados na Figura 17. O esquema de cores mostra os valores dos assentamentos acumulados na base do FPL (Figura 17a) e fundação (Figura 17b) ao longo das direções de x, y e z. Assim, a partir da Figura 17, é possível concluir que o assentamento permanente máximo acumulado pode não ocorrer exatamente sob o alinhamento do carril. Acrescenta-se ainda, que é possível identificar os valores máximos da deformação permanente em todas as direções (Figura 5): vertical (eixo y), longitudinal (eixo x) e transversal (eixo z).

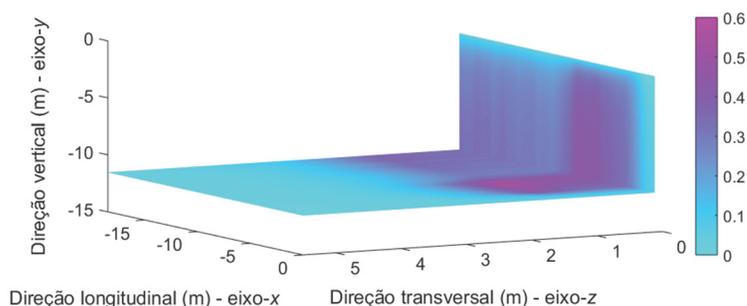
Após a determinação da deformação e assentamento permanentes, os resultados obtidos (em m) foram novamente incluídos no modelo 3D (ANSYS) em cada nó do FPL e da fundação.

### 3.3.2 – Resultados da análise dinâmica de via deformada

A acumulação da deformação permanente com o número de ciclos de carga pode conduzir a uma alteração progressiva no perfil longitudinal da via.



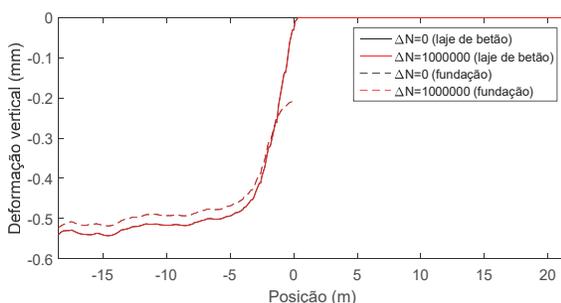
a)



b)

**Fig. 17** – Assentamentos permanentes acumulados (3D) em mm: a) no FPL; b) na fundação.

A Figura 18 apresenta a evolução da deformação vertical ao longo da via (incluindo a zona de transição) dos elementos localizados, por exemplo, no topo da laje de betão e fundação com o número de ciclos de carga.



**Fig. 18** – Evolução da deformação vertical ao longo da via dependendo do número de ciclos de carga: a) no topo da laje de betão sob o alinhamento do carregamento; b) topo da fundação sob o alinhamento do carregamento.

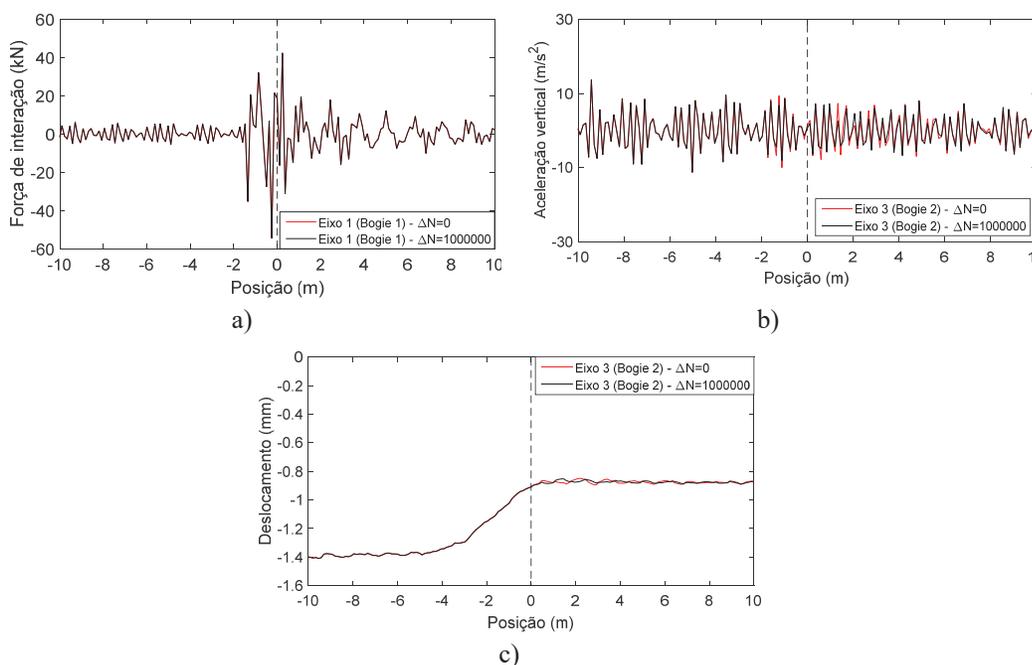
Analisando os resultados obtidos, é possível elencar algumas conclusões acerca da evolução da deformação permanente na via:

- a magnitude da deformação vertical no topo da laje de betão e topo da fundação é semelhante;

- o impacto da evolução da deformação permanente nos deslocamentos da via não é significativo. As diferenças dos deslocamentos obtidos considerando  $\Delta N=0$  e  $\Delta N=1$  milhão de ciclos de carga ao longo da via são quase impossíveis de identificar. As curvas estão praticamente sobrepostas.

Quanto ao deslocamento vertical da roda sobre a via deformada, este inclui a curva inicial de deslocamentos induzidos pelo comboio com o perfil de assentamento da subestrutura (o veículo segue a deformação total da via). Contudo, os valores da deformação permanente são baixos devido à elevada rigidez da via, o que significa que o perfil de assentamento da subestrutura não é tão diferente quando comparado com o perfil não-deformado. De facto, os resultados apresentados na Figura 16 mostram que o assentamento permanente máximo acumulado é inferior ou igual a 0.52 mm.

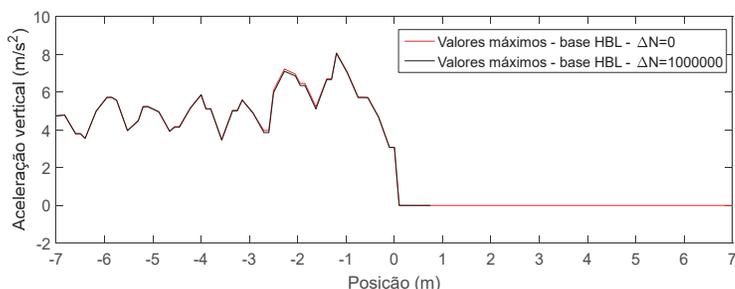
Nas Figuras 19a e 19b, são apresentadas a variação da força de interação roda-carril e a aceleração dos eixos ao longo da via com o número de ciclos de carga, respetivamente. A variação do deslocamento vertical da roda ao longo da via com o número de ciclos de carga (Figura 19c) mostra que não existem diferenças significativas, sobretudo nas secções próximas da zona de transição ( $x=0$  m). No caso da aceleração vertical verificam-se pequenas diferenças imediatamente e depois da transição, ainda que não incrementem o seu valor. Estes resultados e respetivas conclusões são uma indicação do bom desempenho da estrutura simulada.



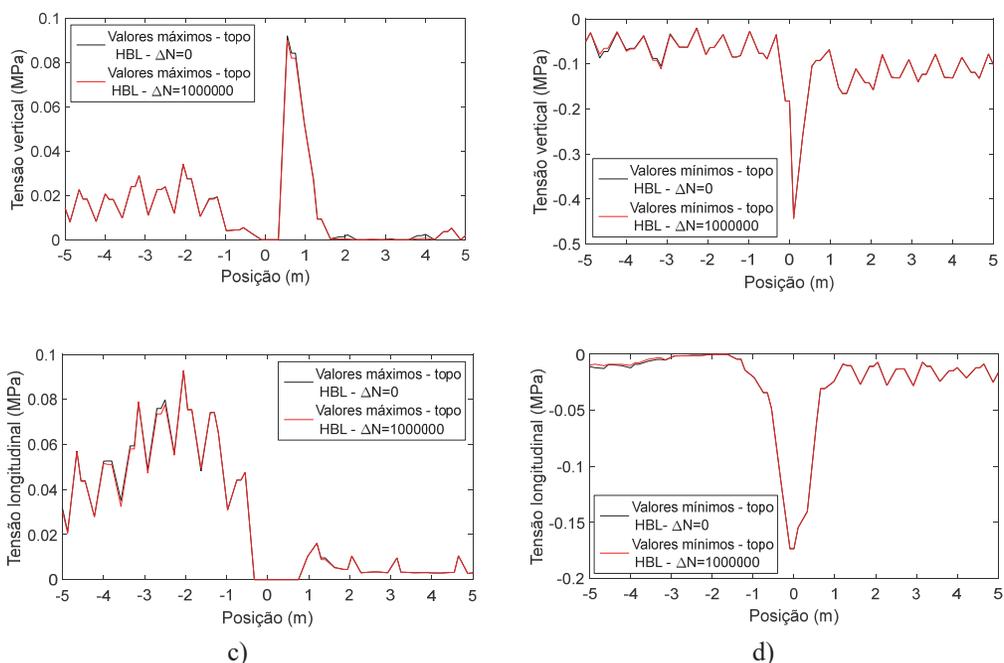
**Fig. 19** –a) Variação da força de interação roda-carril (eixo 1) ao longo da via com o número de ciclos de carga; b) variação da aceleração vertical (eixo 3) ao longo da via com o número de ciclos de carga; c) variação do deslocamento da roda (eixo 3) do comboio ao longo da via com o número de ciclos de carga.

A Figura 20 mostra os valores máximos da aceleração vertical ao longo da via nos nós da base do HBL. Na Figura 21, está representada a variação dos valores máximos e mínimos das tensões verticais e longitudinais obtidos ao longo da transição nos nós de topo de HBL com o número de ciclos de carga. Os resultados mostram que as curvas associadas às condições iniciais (via não

deformada/ $\Delta N=0$ ) e as curvas associadas à via deformada ( $\Delta N= 1$  milhão de ciclos de carga) estão praticamente sobrepostas na zona de transição ( $x=0$  m). Isto significa que é possível continuar o processo iterativo, incrementando o número de ciclos de carga de forma a observar o incremento das tensões e acelerações nesta camada, assim como as forças de interação. Contudo, devido ao bom desempenho da via, este incremento do número de ciclos de carga pode ter apenas uma influência residual nos resultados.



**Fig. 20** – Valores máximos da aceleração vertical nos nós da base do HBL ao longo da zona de transição (sob o alinhamento do carregamento).



**Fig. 21** – Tensão nos nós de topo do HBL ao longo da zona de transição com número de ciclos de carga (sob o alinhamento do carregamento): a) tensões verticais máximas; b) tensões verticais mínimas; c) tensões longitudinais máximas; d) tensões longitudinais mínimas

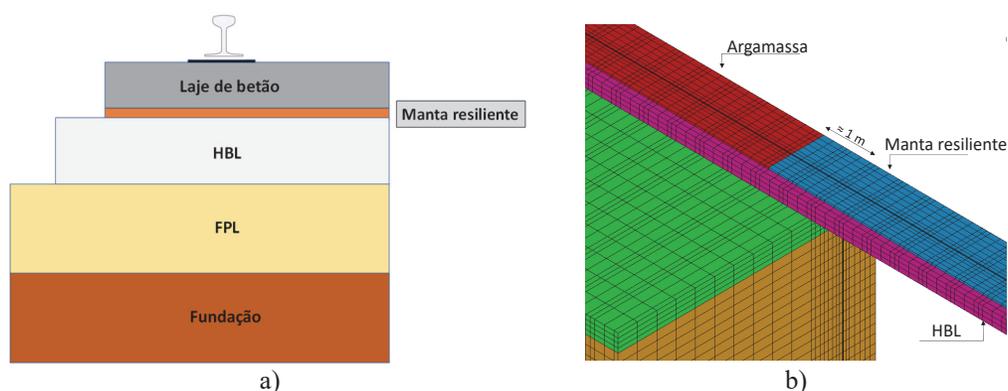
A partir dos resultados apresentados anteriormente, é possível concluir que esta zona de transição específica considerando o sistema de via em laje apresenta um desempenho bastante satisfatório após 1 milhão de ciclos de carga. Os resultados mostram que a rigidez da estrutura reforçada pela laje de betão condiciona o desempenho a longo prazo, que é apenas dependente da

fundação e do FPL que, neste caso, apresentam boas propriedades mecânicas, exigência que é necessária para este tipo de via.

### 3.4 – Melhoramento do desempenho na zona de transição

Devido à concentração de tensões na laje de betão e HBL na zona de transição, foi testada a eficácia e eficiência de uma manta resiliente sob a laje de betão no túnel e no aterro (1 m imediatamente antes da transição) de forma a tentar mitigar este fenómeno, otimizar a via em laje e “suavizar” a zona de transição, mesmo apesar do bom desempenho a longo prazo apresentado nas secções anteriores. Esta manta fornece flexibilidade e tenta balancear a rigidez entre o aterro e o túnel. Mais ainda, esta medida pode ser um passo importante na otimização deste sistema em zonas de transição.

Assim, considerando o sistema previamente apresentado, a camada original de argamassa colocada entre a laje de betão e o HBL foi substituída pela manta resiliente na zona do túnel (mantendo a espessura de 40 mm de forma a não alterar a geometria da via), tal como representado na Figura 22.

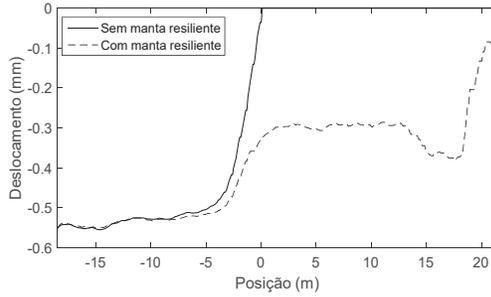


**Fig. 22** – a) Posição da manta resiliente; b) modelo 3D com a inclusão da manta resiliente

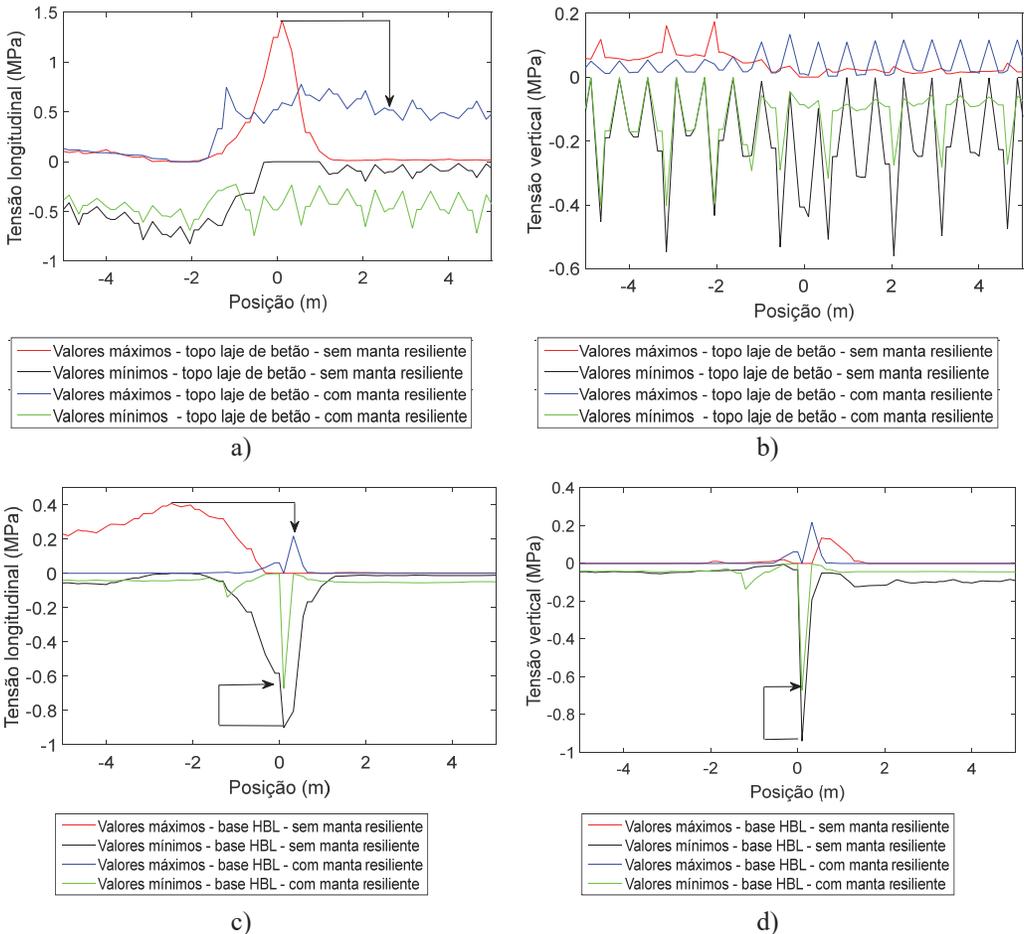
Tendo em consideração a geometria apresentada na Figura 22, a manta resiliente foi modelada com elementos sólidos considerando uma espessura de 40 mm. Neste estudo, foram testados diferentes valores de rigidez da manta resiliente num processo iterativo. As propriedades adotadas são apresentadas no Quadro 5. O valor da rigidez dinâmica ( $k$ ) foi adaptado para obter uma transição suave de rigidez entre o aterro e o túnel com a manta resiliente. O valor original foi obtido a partir do catálogo *Trackelast - Slab Track Mats* (Trackelast), assim como a densidade. Relativamente ao amortecimento, os valores adotados foram definidos com base no trabalho desenvolvido por Zbiciak et al. (2017) considerando um amortecimento de  $\xi=2.5\%$ . Acrescenta-se ainda que foi adotado um coeficiente *Poisson* de 0 uma vez que os elementos que estão a modelar a manta resiliente estão confinados devido à ligação com a laje de betão e HBL. Isto significa que este material apenas se pode deformar na direção vertical.

**Quadro 5** – Propriedades da manta resiliente

$k$ (kN/mm <sup>3</sup> )	$E$ (Pa)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\nu$	$\alpha$ ( $\xi=2.5\%$ )	$\beta$ ( $\xi=2.5\%$ )
0.126	$5.04 \times 10^6$	450	0	1.5325	$3.88183 \times 10^{-5}$
$k$ =rigidez; $E$ = modulo de <i>Young</i> ; $\rho$ = baridade; $\nu$ = coeficiente de <i>Poisson</i> ; $\alpha$ = parâmetro da matriz de amortecimento <i>Rayleigh</i> que multiplica a matriz de massa do sistema; $\beta$ = parâmetro da matriz de amortecimento <i>Rayleigh</i> que multiplica a matriz de rigidez global					



**Fig. 23** – Comparação dos deslocamentos verticais com e sem manta resiliente: deslocamentos máximos nos nós de topo da laje de betão ao longo da via



**Fig. 24** – Comparação das tensões com e sem manta resiliente: a) tensões longitudinais ao longo da via nos nós de topo da laje de betão; b) tensões verticais ao longo da via nos nós de topo da laje de betão; c) tensões longitudinais ao longo da via nos nós da base do HBL; d) tensões verticais ao longo da via nos nós da base do HBL

Os resultados do modelo relativos aos valores dos deslocamentos nos nós de topo da laje de betão (Figura 23) mostram uma transição mais suave (curva a tracejado – situação com manta resiliente) quando comparados com a situação sem a manta resiliente, onde os deslocamentos são zero a partir da transição na posição  $x=0$  m.

Apesar da importante análise dos deslocamentos, é fundamental avaliar o efeito da manta nas tensões verticais e longitudinais. Os resultados relativos à laje de betão e HBL são apresentados na Figura 24, os quais mostram uma redução dos níveis das tensões longitudinais e verticais ao longo da via. Relativamente à laje de betão, os resultados apresentam uma redução, quer dos valores da tensão máxima longitudinal, quer das tensões verticais, ambos na posição  $x=0$  m. Esta atenuação das tensões é também visível no HBL ao nível das tensões verticais e longitudinais.

#### 4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este artigo apresenta um extenso e completo estudo sobre o desempenho da via em laje de betão considerando diferentes condições de apoio ao longo de uma zona de transição. Assim, foi desenvolvido um modelo numérico 3D acoplado com a implementação de um modelo empírico de deformação permanente, que permite simular o processo de degradação da via.

Relativamente ao comportamento dinâmico a curto-prazo da via, foi analisada, em detalhe, a influência da passagem dos primeiros quatro bogies em termos de deslocamentos, acelerações e tensões na via em laje. Os resultados mostram uma concentração de tensões na laje de betão e HBL na zona de transição, bem como a variação dos deslocamentos dinâmicos verticais dos eixos do comboio, para além de um incremento da aceleração vertical dos eixos e das forças de interação roda-carril na zona de transição. Os deslocamentos dos carris, laje de betão, HBL, FPL e fundação mostram uma variação significativa na resposta ao longo da passagem do comboio.

Em relação ao comportamento a longo prazo, foi implementada uma metodologia híbrida capaz de simular os assentamentos induzidos na zona de transição e proximidades e avaliar os seus impactos no comportamento dinâmico da via. Assim, a deformação permanente induzida nos elementos do FPL e fundação foram calculados usando o MATLAB, com base nos níveis de tensão obtidos no modelo 3D de elementos finitos. O assentamento foi posteriormente aplicado em todos os nós da subestrutura do modelo 3D. Os resultados mostram que o assentamento permanente máximo acumulado da via em laje sobre o aterro e sob o alinhamento do carregamento é próximo de 0.52 mm. Além disso, verifica-se que a estrutura mostra um comportamento a longo prazo bastante satisfatório após 1 milhão de ciclos de carga. Relevante foi também a informação obtida de que apenas cerca de 30% da parte superior da fundação contribui para o desenvolvimento da deformação permanente e respetivo assentamento permanente acumulado.

Devido à concentração de tensões na superestrutura (laje de betão e HBL) na zona de transição, foi incluída uma manta resiliente sob a laje de betão no túnel e no primeiro metro do aterro imediatamente antes da zona de transição de forma a tentar mitigar este fenómeno. Os resultados obtidos mostram um bom desempenho da manta visto que fornece uma flexibilidade adicional ao sistema no túnel e reduz os picos de tensões na zona de transição, para além de reduzir os níveis de tensão na laje de betão e HBL.

#### 5 – AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi parcialmente realizado no âmbito do In2Track2, um projeto de investigação do Shift2Rail. Este trabalho foi também parcialmente financiado pela FCT/MCTES através de fundos nacionais (PIDDAC) no âmbito da Unidade de I&D *Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering* (ISISE), sob a referência UIDB/04029/2020, e sob a referência LA/P/0112/2020 do Laboratório Associado *Laboratory Advanced Production and Intelligent Systems* ARISE sob a referência LA/P/0112/2020. Este trabalho foi também financiado por fundos nacionais através da FCT - Fundação para a Ciência e Tecnologia, ao abrigo do contrato de

subvenção [PD/BD/127814/2016] atribuído a Ana Ramos. Adicionalmente, contou com o apoio financeiro de: Base Funding - UIDB/04708/2020 do CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiado por fundos nacionais através do FCT/MCTES (PIDDAC). Os autores também reconhecem também o projeto europeu IN2ZONE.

## 6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abdelkrim, M.; Bonnet, G.; Buhan, P. D. (2003). *A computational procedure for predicting the long term residual settlement of a platform induced by repeated traffic loading*. Computers and Geotechnics, 30, 463–476, [https://doi.org/10.1016/S0266-352X\(03\)00010-7](https://doi.org/10.1016/S0266-352X(03)00010-7).
- Alves Ribeiro, C. (2012). *Transições Aterro – Estrutura em Linhas Ferroviárias de Alta Velocidade: Análise Experimental e Numérica*. PhD thesis Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- Alves Ribeiro, C.; Calçada, R.; Delgado, R. (2018). *Calibration and experimental validation of a dynamic model of the train-track system at a culvert transition zone*. Structure and Infrastructure Engineering, 14, 604–618, <https://doi.org/10.1080/15732479.2017.1380674>.
- Alves Ribeiro, C.; Paixão, A.; Fortunato, E.; Calçada, R. (2015). *Under sleeper pads in transition zones at railway underpasses: numerical modelling and experimental validation*. Structure and Infrastructure Engineering, 11, 1432–1449, <https://doi.org/10.1080/15732479.2014.970203>.
- Arema. *Implementing track transition solutions for heavy axle load service*. (2005) In Proceedings of the AREMA 2005 Annual Conferences, Chicago, IL, USA, 25–28 September.
- Asghari, K.; Sotoudeh, S.; Zakeri, J.-A. (2021). *Numerical evaluation of approach slab influence on transition zone behavior in high-speed railway track*. Transportation Geotechnics, 28, 100519, <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2021.100519>.
- Banimahd, M.; Woodward, P. K.; Kennedy, J.; Medero, G. M. (2012). *Behaviour of train-track interaction in stiffness transitions*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Transport, 165, 205–214, <https://doi.org/10.1680/tran.10.00030>.
- Čebašek, T. M.; Esen, A.F.; Woodward, P. K.; Laghrouche, O.; Connolly, D. P. (2018). *Full scale laboratory testing of ballast and concrete slab tracks under phased cyclic loading*. Transportation Geotechnics, 17, 33–40, <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2018.08.003>.
- Chen, R.; Chen, J.; Zhao, X.; Bian, X.; Chen, Y. (2014). *Cumulative settlement of track subgrade in high-speed railway under varying water levels*. International Journal of Rail Transportation, 2, 205–220, <https://doi.org/10.1080/23248378.2014.959083>.
- Coelho, B.; Hölscher, P.; Priest, J.; Powrie, W.; Barends, F. (2011). *An assessment of transition zone performance*. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit, 225, 129–139, <https://doi.org/10.1177/09544097JRRT389>.
- Connolly, D.; Giannopoulos, A.; Forde, M. C. (2013). *Numerical modelling of ground borne vibrations from high speed rail lines on embankments*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 46, 13–19, <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2012.12.003>.
- Dahlberg, T. (2004). *Railway track settlements - a literature review*. The EU project SUPERTRACK. Linköping, Sweden.
- Ferreira, P. (2010). *Modelling and prediction of the dynamic behaviour of railway infrastructures at very high speeds*. PhD Thesis, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.

- Ferreira, P. A.; López-Pita, A. (2013). *Numerical modeling of high-speed train/track system to assess track vibrations and settlement prediction*. Journal of Transportation Engineering, 139, 330-337, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)TE.1943-5436.0000482](https://doi.org/10.1061/(ASCE)TE.1943-5436.0000482).
- Fröhling, R. D. (1997). *Deterioration of railway track due to dynamic vehicle loading and spatially varying track stiffness*. PhD thesis, University of Pretoria. Pretoria.
- Fröhling, R. D.; Scheffel, H.; Ebersöhn, W. (1996). *The vertical dynamic response of a rail vehicle caused by track stiffness variations along the track*. Vehicle System Dynamics, 25, 175-187, <https://doi.org/10.1080/00423119608969194>.
- Gomes Correia, A.; Ramos, A. (2021). *A geomechanics classification for the rating of railroad subgrade performance*. Railway Engineering Science, 30, 323-359, <https://doi.org/10.1007/s40534-021-00260-z>.
- Grossoni, I.; Powrie, W. ; Zervos, A. ; Bezin, Y. ; Le Pen, L. (2021). *Modelling railway ballasted track settlement in vehicle-track interaction analysis*. Transportation Geotechnics, 26, 100433, <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100433>.
- Guo, Y.; Zhai, W. (2018). *Long-term prediction of track geometry degradation in high-speed vehicle-ballastless track system due to differential subgrade settlement*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 113, 1-11, <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.05.024>.
- Hunt, H. E. M. (1996). *Track settlement adjacent to bridge abutments*. Paper presented at the Vehicle-Infrastructure Interaction IV, San Diego, CA.
- Hunt, H. E. M. (1997). *Settlement of railway track near bridge abutments*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Transport, 123, 68-73, <https://doi.org/10.1680/itrans.1997.29182>.
- Indraratna, B.; Babar Sajjad, M.; Ngo, T.; Gomes Correia, A.; Kelly, R. (2019). *Improved performance of ballasted tracks at transition zones: A review of experimental and modelling approaches*. Transportation Geotechnics, 21, <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2019.100260>.
- Johnson, K. L. (1985). *Contact Mechanics*, Cambridge, Cambridge University Press.
- Kennedy, J.; Woodward, P. K.; Medero, G.; Banimahd, M. (2013). *Reducing railway track settlement using three-dimensional polyurethane polymer reinforcement of the ballast*. Construction and Building Materials, 44, 615-625, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.03.002>.
- Li, S.; Wei, L.; Chen, X.; He, Q.; Chen, A. (2021). *Dynamic characteristics of subgrade-bridge transitions in heavy-haul railways under roller excitation*. Transportation Geotechnics, 29, 100589, <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2021.100589>.
- Li, Z. G.; Wu, T. X. (2008) *Vehicle/Track Impact Due to Passing the Transition between a Floating Slab and Ballasted Track*. In: Schulte-Werning B. et al. (eds) Noise and Vibration Mitigation for Rail Transportation Systems. Notes on Numerical Fluid Mechanics and Multidisciplinary Design, vol 99. Springer, Berlin, Heidelberg, [https://doi.org/10.1007/978-3-540-74893-9\\_13](https://doi.org/10.1007/978-3-540-74893-9_13).
- López-Pita, A.; Teixeira, P. F.; Casas-Esplugas, C.; Ubalde, L. (2006). *Deterioration in geometric track quality on high speed lines: the experience of the Madrid-Seville high speed line (1992-2002)*. Transportation Research Board 85th Annual Meeting. Washington DC, United States.
- Lundqvist, A.; Larsson, R.; Dahlberg, R. (2006). *Influence of railway track stiffness variations on wheel/rail contact force*. Workshop Track for high speed railways, Porto, Portugal.

- Momoya, Y.; Takahashi, T.; Nakamura, T. (2016). *A study on the deformation characteristics of ballasted track at structural transition zone by multi-actuator moving loading test apparatus*. *Transportation Geotechnics*, 6, 123-134, <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2015.11.001>.
- Nicks, J. (2009). *The bump at the end of the railway bridge*. PhD Thesis, Texas A&M University
- Paixão, A. (2014). *Transition Zones in railway tracks - an experimental and numerical study on the structural behaviour*. PhD Thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- Paixão, A.; Fortunato, E.; Calçada, R. (2016). *A contribution for integrated analysis of railway track performance at transition zones and other discontinuities*. *Construction and Building Materials*, 111, 699-709, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.126>.
- Ramos, A.; Gomes Correia, A.; Calçada, R.; Alves Costa, P. (2021a). *Stress and permanent deformation amplification factors in subgrade induced by dynamic mechanisms in track structures*. *International Journal of Rail Transportation*, 1-33, <https://doi.org/10.1080/23248378.2021.1922317>.
- Ramos, A.; Gomes Correia, A.; Calçada, R.; Alves Costa, P.; Esen, A.; Woodward, P. K.; Connolly, D. P.; Laghrouche, O. (2021b). *Influence of track foundation on the performance of ballast and concrete slab tracks under cyclic loading: Physical modelling and numerical model calibration*. *Construction and Building Materials*, 277, 122245, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.122245>.
- Ramos, A.; Gomes Correia, A.; Indraratna, B.; Ngo, T.; Calçada, R.; Costa, P. A. (2020). *Mechanistic-empirical permanent deformation models: Laboratory testing, modelling and ranking*. *Transportation Geotechnics*, 23, 100326, <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100326>.
- Shahraki, M.; Warnakulasooriya, C.; Witt, K.-J. (2015). *Numerical Study of Transition Zone Between Ballasted and Ballastless Railway Track*. *Transportation Geotechnics*, 3, 58-67, <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2015.05.001>.
- Shahraki, M.; Witt, K.-J. (2015). *3D Modeling of Transition Zone between Ballasted and Ballastless High-Speed Railway Track*. *Journal of Traffic and Transportation Engineering* 3, 234-240, <https://doi.org/10.17265/2328-2142/2015.04.005>.
- Shan, Y.; Albers, B.; A., S. S. (2013). *Influence of different transition zones on the dynamic response of track-subgrade systems*. *Computers and Geotechnics*, 48, 21-28, <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2012.09.006>.
- Trackelast. -. *Slab Track Mats* [Online]. <http://www.trackelast.com/slab-track-mats.html>: Trackelast Available: <http://www.trackelast.com/slab-track-mats.html> [Accessed 2020].
- Varandas, J. N.; Hölscher, P.; Silva, M. A. G. (2011). *Dynamic behaviour of railway tracks on transitions zones*. *Computers & Structures*, 89, 1468-1479, <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2011.02.013>.
- Varandas, J. N.; Hölscher, P.; Silva, M. A. (2013). *Settlement of ballasted track under traffic loading: Application to transition zones*. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineering, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, <https://doi.org/10.1177/0954409712471610>.
- Varandas, J. N.; Hölscher, P.; Silva, M. A. G. (2016). *Three-dimensional track-ballast interaction model for the study of a culvert transition*. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 89, 116-127, <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.07.013>.

- Wang, H.; Markine, V. (2018). *Modelling of the long-term behaviour of transition zones: Prediction of track settlement*. *Engineering Structures*, 156, 294-304, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.11.038>.
- Wang, H.; Markine, V. (2019). *Dynamic behaviour of the track in transitions zones considering the differential settlement*. *Journal of Sound and Vibration*, 459, 114863, <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2019.114863>.
- Werkmeister, S. (2003). *Permanent deformation behavior of unbound granular materials*. PhD Thesis, University of Technology, Dresden, Germany.
- Woodward, P. K.; Laghrouche, O.; Mezher, S. B; Connolly, D. P. (2015) *Application of Coupled Train-Track Modelling of Critical Speeds for High-Speed Trains using Three-Dimensional Non-Linear Finite Elements*. *International Journal of Railway Technology*, 1-35, <https://doi.org/10.4203/ijrt.4.3.1>.
- Zbiciak, A.; Kraškiewicz, C.; Oleksiewicz, W.; Płudowska, M.; Lipko, C. (2017). *Mechanical modelling and application of vibroacoustic isolators in railway tracks*. *MATEC Web of Conferences*, 117, 00090, <https://doi.org/10.1051/mateconf/201711700090>.
- Zhang, S.; Zhang, W.; Jin, X. (2007). *Dynamics of high speed wheel/rail system and its modelling*. *Chinese Science Bulletin*, 52, 1566-1575, <https://doi.org/10.1007/s11434-007-0213-1>.