

ARTIGO REF: 6764

SUBSTITUIÇÃO DO ARMAMENTO DE VIA DA PONTE DONA ANA: UMA SOLUÇÃO TECNICAMENTE INOVADORA

Paulo Silveira^{1(*)}, Pedro Oliveira¹, Francisco Asseiceiro², Anísio Baimha³

¹Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal

²Mota-Engil Engenharia e Construção, Amarante, Portugal

³Portos e Caminhos de Ferro de Moçambique, Maputo, Moçambique

(*)*Email*: paulo.silveira@lnec.pt

RESUMO

Na presente comunicação apresenta-se o estudo desenvolvido pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil, no âmbito da substituição do armamento de via da Ponte Dona Ana, em Moçambique, correspondendo ao pedido de colaboração efetuado pela Mota-Engil Ferrovias. A Ponte Dona Ana permite fazer a ligação das duas margens do rio Zambeze, entre Sena e Mutarara. Foi construída entre 1925 e 1931 e tem um comprimento total de 3677,21 m, sendo, ainda hoje, uma das pontes ferroviárias mais extensas de África.

A substituição do armamento de via existente por um sistema em barra longa soldada, sem recurso a aparelhos de dilatação de via, constitui uma solução totalmente inovadora que possibilita corresponder ao conjunto das condicionantes existentes.

Este tipo de solução possibilita ampliar a extensão de via sem interrupções e reduzir os custos associados à sua manutenção, no entanto, o seu carácter inovador implicou que tivesse sido necessário prever as consequências decorrentes da interação entre a via e a estrutura.

O estudo efetuado implicou a inspeção e levantamento geométrico da Ponte Dona Ana, o seu ensaio de carga, a realização de ensaios para caracterização do comportamento das fixações dos carris às travessas e destas à estrutura, e ainda a realização de diversos ensaios *in situ* para poder validar o estudo teórico realizado e comprovar a eficácia da solução adotada.

Os resultados obtidos a partir dos ensaios realizados permitiram concluir que a solução de barra longa soldada adotada para o armamento de via garante o seu bom desempenho e diminui os custos relacionados com a manutenção uma vez que a vertente inovadora evita a utilização de aparelhos de dilatação de via.

Foi também possível constatar que os problemas de estabilidade da via, que existiam com a solução de via com juntas, foram ultrapassados.

1. INTRODUÇÃO

Por solicitação da Mota-Engil Ferrovias, o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) desenvolveu um estudo relacionado com a substituição do armamento de via da Ponte Dona Ana, no âmbito da reabilitação da Linha de Sena, em Moçambique.

Este estudo implicou a caracterização e a avaliação da interação entre a via e a estrutura, tendo-se para tal efetuado ensaios laboratoriais para caracterização das fixações dos carris às travessas, tanto do tipo permissivo, como do tipo não permissivo e também ligações das travessas ao tabuleiro, com base no que se efetuou a modelação das ligações do armamento de via.

A modelação do comportamento estrutural foi realizada com base no levantamento efetuado pelo LNEC a esta ponte, tendo-se efetuado a aferição dos modelos desenvolvidos por meio de ensaios de carga.

Com base nos estudos realizados foi possível definir a distribuição das fixações permissivas e não permissivas dos carris ao longo desta estrutura e ainda ensaios de campo para comprovar a eficácia da solução proposta e dos modelos utilizados.

2. PERSPECTIVA HISTÓRICA

Anteriormente à existência da Ponte Dona Ana a ligação ferroviária entre as margens norte e sul do rio Zambeze ser feita por um *ferry* que efetuava o transbordo de passageiros e mercadorias entre a estação de Chindio, término da Central Africa Railway Company, localizada na margem norte do Zambeze, e a estação de Murraça, término da Trans-Zambezia Railway, situada na margem sul.

A ligação entre as duas estações encontrava-se sazonalmente sujeita a grandes constrangimentos, devido ao abaixamento periódico do nível de água do Zambeze e ao assoreamento dos seus leitos marginais, o que obrigava a ir alterando os pontos de acostagem das barcaças e também a reduzir a carga transportada para diminuir o seu calado. Esta situação dificultava o acesso ao porto da Beira, quer a partir do distrito de Mutarara, quer a partir da Niassalândia.

Com efeito já desde 1912 que se equacionava a construção de uma ponte ferroviária sobre o rio Zambeze, mas o início da 1ª Guerra Mundial, em 1914, veio a retardar esse plano, que começou a ser concretizado em 14 de julho de 1925 com a celebração de um contrato entre a República Portuguesa e Central Africa Railway Company para construção e exploração de uma ponte. Na sequência deste contrato e do despacho do Ministro das Colónias, de 7 de dezembro de 1927, foi enviado um ofício da Direção Geral do Ministério das Colónias do Oriente, em 10 de dezembro de 1927, à Central Africa Railway, com a autorização para a construção.

Inicialmente foi considerada a construção de uma ponte de baixo nível com um tramo móvel, mas posteriormente, para garantir as condições de navegabilidade do rio Zambeze, optou-se por uma ponte com um tabuleiro a uma cota mais elevada.

O local para construir a nova ponte ferroviária foi escolhido com base nos estudos efetuados tendo-se optado pela construção entre Sena e Mutarara, junto à povoação de Dona Ana, o que obrigou a prolongar a linha da margem sul, entre Murraça e Sena e também a construir, na margem norte, um ramal, com 39 km de extensão entre Baué e Mutarara.

Assim, a construção da ponte Dona Ana iniciou-se em 1930 (Fig) e a sua entrada em serviço ocorreu em 14 de janeiro de 1935 (Fig), após o que, o ramal Baué-Chindio foi abandonado.



Fig. 1 - Construção da ponte de Dona Ana



Fig. 2 - Ponte Dona Ana à época da sua inauguração.

A empresa construtora foi a Cleveland Bridge and Engineering Co., Limited, de Darlington, Inglaterra, sendo sido o projeto e a supervisão da construção efetuadas por duas empresas de consultores, designadamente a Livesey Son and Henderson, de South Palce, London Eastern Central e a Rendal, Palmer and Tritton, de Brodway, London South Western.

A seguir à independência de Moçambique a circulação na linha de Sena sofreu diversas interrupções, devido a atos de sabotagem, tendo a ponte Dona Ana sido adaptada para satisfazer unicamente a circulação rodoviária em 1995 (Figura 3). Entre 2006 e 2009 esta ponte foi reabilitada, tendo regressado ao tráfego ferroviário (Figura 4).



Fig. 3 - Tabuleiro rodoviário da Ponte Dona Ana



Fig. 4 - Ponte Dona Ana vista de Sena

3. DESCRIÇÃO DA PONTE DONA ANA

A Ponte de Dona Ana é constituída pelo viaduto de acesso da margem Sul, pelo troço da ponte, propriamente dita, sobre o rio Zambeze e pelo viaduto de acesso Norte, perfazendo uma extensão total de 3677,21 m, distribuídos do seguinte modo (Oliveira, *et al.*, 2012):

- Viaduto Sul (Sena): 48 tramos de 9,70 m, 7 tramos de 12,10 m, e 1 tramo de 12,85 m;
- Ponte sobre o rio Zambeze: 7 tramos de 50,30 m e 33 tramos de 80,00 m;
- Viaduto Norte (Mutarara): 6 tramos de 20,0 m.

O tabuleiro da ponte é constituído por uma estrutura metálica formada por vigas simplesmente apoiadas de alma cheia nos viadutos de acesso e treliçadas na ponte propriamente dita. Os tramos apoiam-se em pilares metálicos no Viaduto Sul e em pilares de betão nas restantes zonas.

O Viaduto de Acesso Norte (Figura 5) é constituído por seis tramos com 20 m de vão. Cada tramo possui duas vigas “I”, de alma cheia, apoiadas sobre pilares de betão armado.



Fig. 5 - Vista geral do Viaduto Norte (Mutarara)

A ponte, propriamente dita, transpõe o leito rio Zambeze e é formada por vigas treliçadas do tipo *Pratt*, com um vão de 50 m (**Fig**) e vigas treliçadas do tipo *Parker* com um vão de 80 m (**Fig**). Os tabuleiros são formados por duas treliças, afastadas de 5,35 m, nas quais se apoiam carlingas espaçadas de 5,0 m. Estas carlingas suportam as longarinas onde se apoia o armamento de via (Oliveira, *et al.*, 2012).



Fig. 6 Ponte: viga treliçada com vão de 50 m

Os tramos de 80 m situam-se sobre o rio de Zambeze e são constituídos por duas vigas treliçadas, com uma altura máxima de 12 m. Na corda inferior apoiam-se carlingas afastadas entre si de 5 m. As longarinas estão niveladas com a face superior das carlingas.

Tal como nos tramos com 50 m, o tabuleiro apoia-se nos pilares por meio de aparelhos de apoio rotulados, sendo móveis na direção longitudinal, na extremidade Norte e fixos na extremidade Sul.



Fig. 7 - Ponte: viga treliçada com vão de 80 m

O Viaduto Sul é constituído por tramos com comprimentos de 9,70 m (Figura 9), 12,10 m e 12,50 m, que perfazem uma extensão total de 563 m. Na Figura 8, apresenta-se a distribuição esquemática dos tramos, junto à extremidade Norte do Viaduto Sul (Oliveira, et al, 2012).

Em termos estruturais, o tabuleiro do viaduto é constituído por duas vigas de alma cheia com secção em “I”, afastadas entre si de 1,524 m (Oliveira, et al., 2012).

O tabuleiro apoia-se em pilares metálicos trapezoidais, constituídos por tubos metálicos. Na Figura 8 representam-se esquematicamente os contravamentos longitudinais existentes entre pilares.

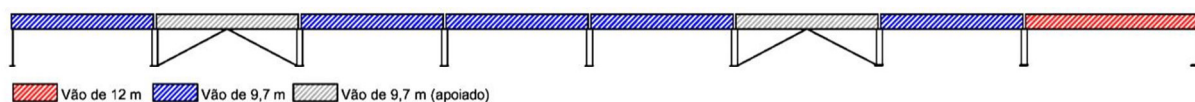


Fig. 8 - Viaduto sul: distribuição de tramos



Fig. 9 - Viaduto sul: tramo de 9,70 m

4. ENSAIOS DOS SISTEMAS DE FIXAÇÃO DOS CARRIS E DO ARMAMENTO DE VIA

No âmbito deste estudo ensaiaram-se fixações do tipo KS, da Vossloh, quer permissivas, quer não permissivas, com a finalidade de aferir a rigidez longitudinal e a força de retenção longitudinal de cada ligação. Foram realizados ensaios com diferentes configurações, tendo-se alterado os componentes utilizados e também variado o binário de aperto dos grampos, de forma a caracterizar o comportamento destas ligações para as diversas situações.

Nas fixações permissivas, uma vez que não existia qualquer orientação ou limitação quanto ao deslizamento do carril na fixação, foram também realizados ensaios cíclicos com o intuito de avaliar a abrasão dos vários componentes.

Além dos ensaios efetuados às fixações, foi ainda avaliada a rigidez longitudinal do sistema de ligação das travessas à estrutura.

Os ensaios para avaliar a retenção longitudinal das fixações foram realizados com base nas prescrições da norma EN 13146-1 (2012), tendo-se para tal utilizado um protótipo constituído

por um perfil do carril, com cerca de 0,5 m, por meia travessa e pelo sistema de fixação KS. O ensaio de fadiga sob ações longitudinais foi realizado impondo deslocamentos de ± 3 mm, de acordo com o previsto no estudo de interação via-estrutura para a passagem do comboio (Oliveira e Silveira, 2014).

Para avaliar rigidez longitudinal da ligação travessa-estrutura foram realizados dois ensaios de compressão na direção longitudinal da longarina, com uma força longitudinal máxima de 20 kN, de forma a determinar a relação força-deslocamento.

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Componentes de Estruturas (LCE) do Núcleo de Comportamento de Estruturas, do LNEC.

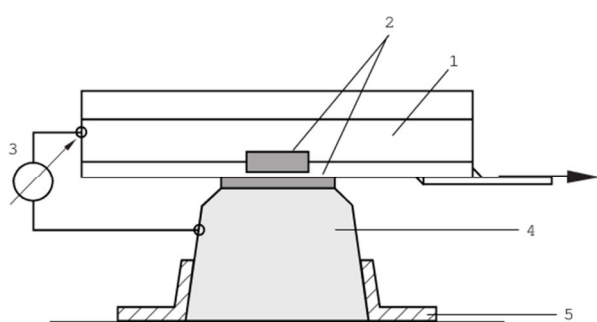
Para o ensaio realizado à fixação carril-travessa utilizou-se o esquema de ensaio apresentada na Figura 10 e na Figura 11, constituído pelo protótipo, um atuador servo hidráulico e dois medidores de deslocamentos do tipo indutivo.

O conjunto ensaiado foi fixado à plataforma de ensaio através de perfis e fusos metálicos. As forças foram aplicadas por um atuador servo-hidráulico Schenck/PM 250K de duplo efeito fixado a um pórtico metálico (Figura 12).

Os deslocamentos foram medidos por 2 medidores de deslocamento do tipo indutivo com um campo de medida de 10 mm, da marca HBM, Modelo W5TK. Os medidores foram fixados com bases magnéticas ao chapim carril e ligados ao carril, na extremidade oposta à da aplicação da força.

A medição e aquisição das forças e deslocamentos foram efetuadas por uma unidade da Marca HBM, Modelo Spider 8.

O esquema de ensaio utilizado para avaliar a rigidez longitudinal da ligação travessa-ponte é análogo ao anterior, como se apresenta na Figura 13.



- 1 - 0,50 m de carril;
- 2 - Sistema de fixação;
- 3 - Medidores indutivos de deslocamento;
- 4 - Travessa ou meia travessa;
- 5 - Suporte rígido.



Fig. 11 - Protótipo do ensaio das fixações

Fig. 10 - Esquema de ensaio para as fixações



Fig. 12 - Sistema de ensaio para as fixações



Fig. 13. Sistema de ensaio da ligação travessa-ponte

Fixação do carril à travessa

Dos resultados relativos aos ensaios da fixação dos carris às travessas fazem parte os diagramas força-deslocamento registados ao longo dos ensaios, correspondendo os deslocamentos apresentados à média dos valores obtidos nos dois medidores indutivos (Oliveira, *et al.*, 2014).

Sistema de fixação SKLU12 na configuração standard

A fixação SKLU12 é do tipo permissiva e pertence ao sistema KS da Vossloh. Este sistema é constituído por (Figura 14) dois grampos, uma palmilha de borracha com 6 mm de espessura (Zw 138/165/6 VH), uma chapa de inox com 2 mm de espessura, dois limitadores de aperto para o grampo, duas anilhas (ULS6) e dois parafusos com cabeça em “T” (HS 32-55) com porca hexagonal.



Fig. 14 - Componentes da fixação do tipo SKLU12

A força retenção longitudinal da fixação SKLU12, na sua configuração *standard*, foi determinada para binários de aperto dos parafusos em T, que fixam os grampos, de 200 N.m (Figura 15) e 350 N.m.

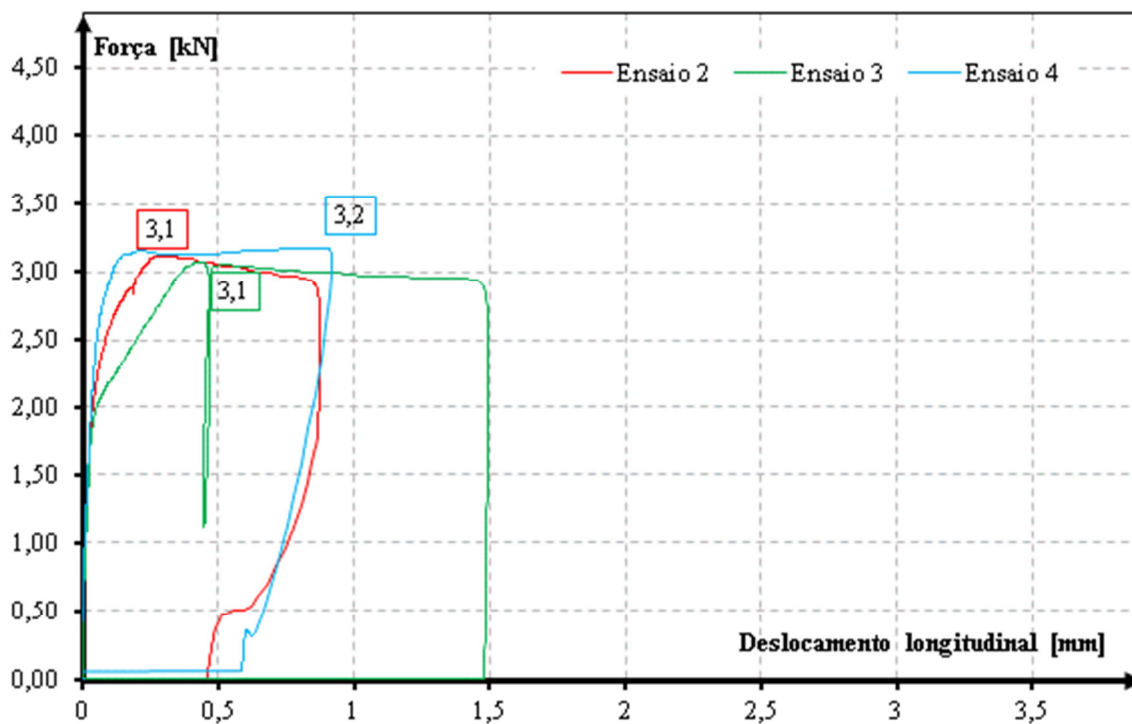


Fig. 15 - Ensaio da fixação SKLU12 com um binário de aperto de 200 N.m: diagrama força-deslocamento

Os resultados obtidos permitiram verificar que a força de restrição longitudinal da fixação aumenta com o aperto, como era espectável, mas apesar do aumento de 75% do aperto dos grampos, o aumento de força foi de apenas 15%, em termos médios.

Comparando os valores obtidos nos ensaios para a força de retenção longitudinal, com o especificado pela Vossloh, verificou-se que os valores de ensaio são inferiores ao limite definido de 4,5 kN pelo fabricante (Freudenstein, 2010).

A fixação SKLU12 com um binário de aperto de 200 N.m foi ainda submetida a um ensaio cíclico onde se impuseram deslocamentos de ± 3 mm, com uma frequência 0,10 Hz, durante 5h, por forma a avaliar o desgaste ou a possível fluência da ligação ao fim de diversas passagens do comboio.

A amplitude dos deslocamentos impostos, durante os ensaios, foi definida com base nos resultados obtidos com os modelos numéricos desenvolvidos pelo LNEC, para o estudo da interação via-estrutura da Ponte Dona Ana (Oliveira e Silveira, 2014).

Durante os ensaios foram registados os valores da força e do deslocamento sensivelmente a cada hora.

Na Figura 16 apresenta-se os diagramas força-deslocamento determinados entre os ciclos 1690 e o 1693.

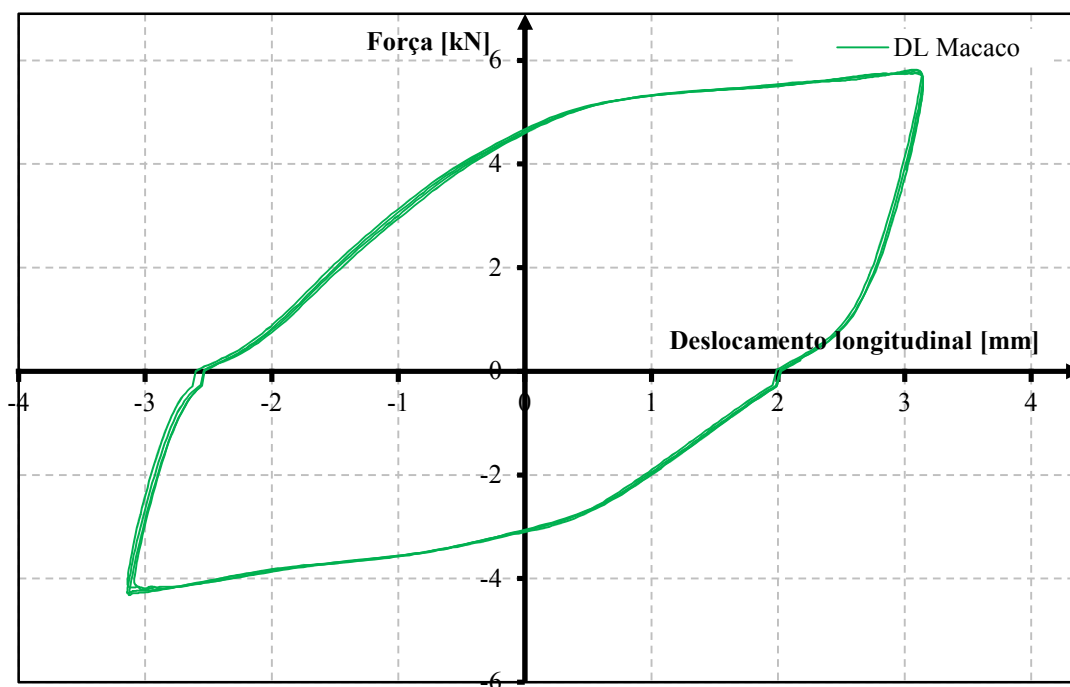


Fig. 16 - Ensaio cíclico das fixações SKLU12: ciclo 1690 ao 1693

Durante os ensaios foi possível observar que o valor da força de retenção longitudinal aumentou aproximadamente 30%, em função do número de ciclos, estabilizando a partir do ciclo 1690. Este aumento pode estar associado ao desgaste da chapa de inox, tornando-a mais rugosa.

É ainda visível uma diferença significativa entre a força de retenção longitudinal no sentido ascendente e no sentido descendente, associada às condições de montagem que não podem reproduzir totalmente as condições ideais de ensaio, nomeadamente no que diz respeito à linha de ação da força e ao plano em que esta atua.

Comparativamente com o ensaio monotónico da mesma fixação é possível concluir que existe um aumento do valor da força de restrição longitudinal da ligação. Também se verifica que após se iniciar o escorregamento a força de retenção ainda aumenta aproximadamente 0,5 kN, o que não se observa no ensaio monotónico.

No final do ensaio, realizados 2055 ciclos, verificou-se que, após desmontar o sistema de fixação, a chapa em inox apresentava alguma abrasão superficial e os grampos algum desgaste, como se ilustra da Figura 17 à Figura 19.



Fig. 17 - Ensaio cíclico das fixações SKLU12: desgaste - vista geral



Fig. 18 - Ensaio cíclico das fixações SKLU12: desgaste - chapa de inox e palmilha de borracha



Fig. 19 - Ensaio cíclico das fixações SKLU12: desgaste - carril

Sistema de fixação SKLU12 sem palmilha de borracha

De forma a diminuir a resistência ao escorregamento da fixação permissiva do tipo SKLU12, retirou-se a palmilha de borracha com 6 mm de espessura, reduzindo-se assim a espessura dos elementos comprimidos pelo grampo.

Observou-se que nesta configuração do sistema de fixação a retenção conferida era praticamente nula. Na realidade, em face da posição vertical do carril no ensaio, verificou-se o seu escorregamento apenas com o seu peso próprio, de 0,3 kN, não tendo, por isso, sequer, sido necessário aplicar força adicional com o atuador hidráulico.

Sistema de fixação SKLU12 sem chapa de inox e sem limitador de aperto

Nesta configuração foi retirada ao sistema de fixação permissivo SKLU12, a chapa de inox e o limitador de aperto, por forma a tornar a fixação do tipo permissiva numa fixação não permissiva.

Os parafusos com cabeça em “T” para fixação do grampo foram apertados com um binário de 200 N.m.

Na Figura 20 apresentam-se os diagramas força-deslocamento e os valores máximos das forças de retenção obtidos durante os ensaios.

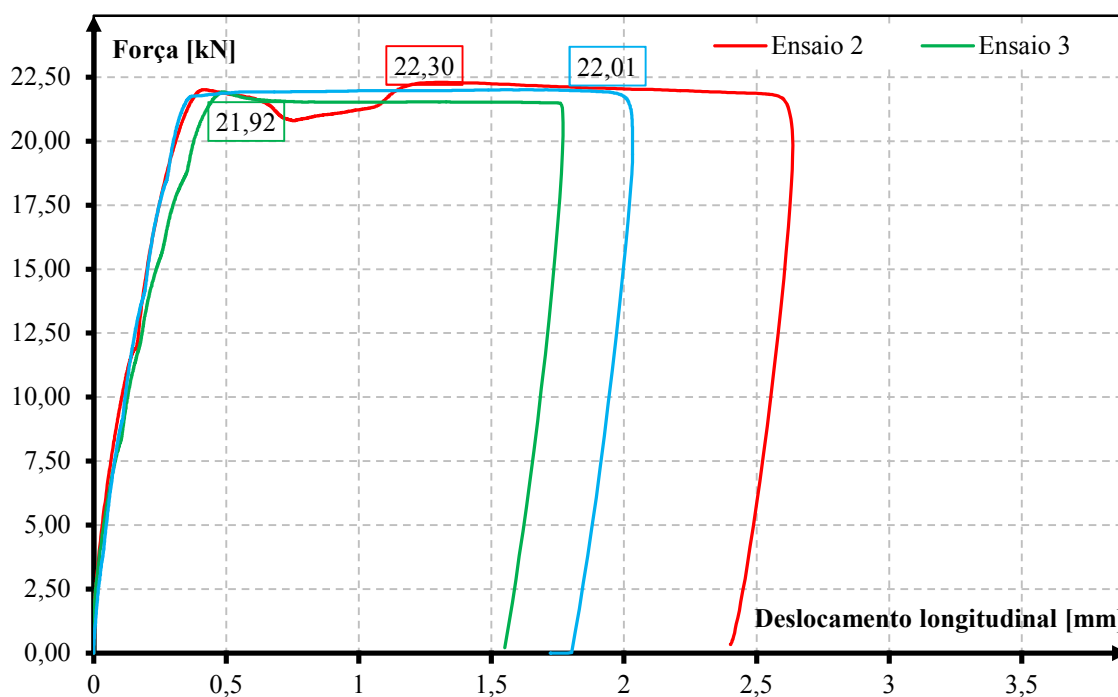


Fig. 20 - Ensaio SKLU12 sem chapa de inox e sem limitador de aperto: diagrama força-deslocamento

Foi possível constatar um aumento da força de retenção longitudinal em relação à configuração *standard* da fixação permissiva, como era espectável, atingindo-se valores próximos dos da fixação não permissiva.

Segundo o especificado pela norma EN 13481-2 (2002), pode-se considerar a presente configuração, como uma fixação do tipo não permissiva, uma vez que a força de retenção é superior ao limite inferior definido pela norma (7 kN), para vias com velocidade de circulação inferiores a 250 km/h.

Sistema de fixação SKL12

A fixação SKL12 é do tipo não permissiva e é constituída por (Fig) dois grampos, um palmilha de borracha com 6 mm de espessura (Zw 138/165/6 VH), duas anilhas (ULS6) e dois parafusos com cabeça em “T” (HS 32-55) com porca hexagonal.



Fig. 21 -. Componentes da fixação do tipo SKL12

Os ensaios de retenção longitudinal realizados à fixação do tipo SKL12 foram realizados para um binário de aperto dos parafusos em T, que fixam os grampos, de 200 N.m e 350 N.m. Na Fig e na Fig apresentam-se os respetivos diagramas força-deslocamento.

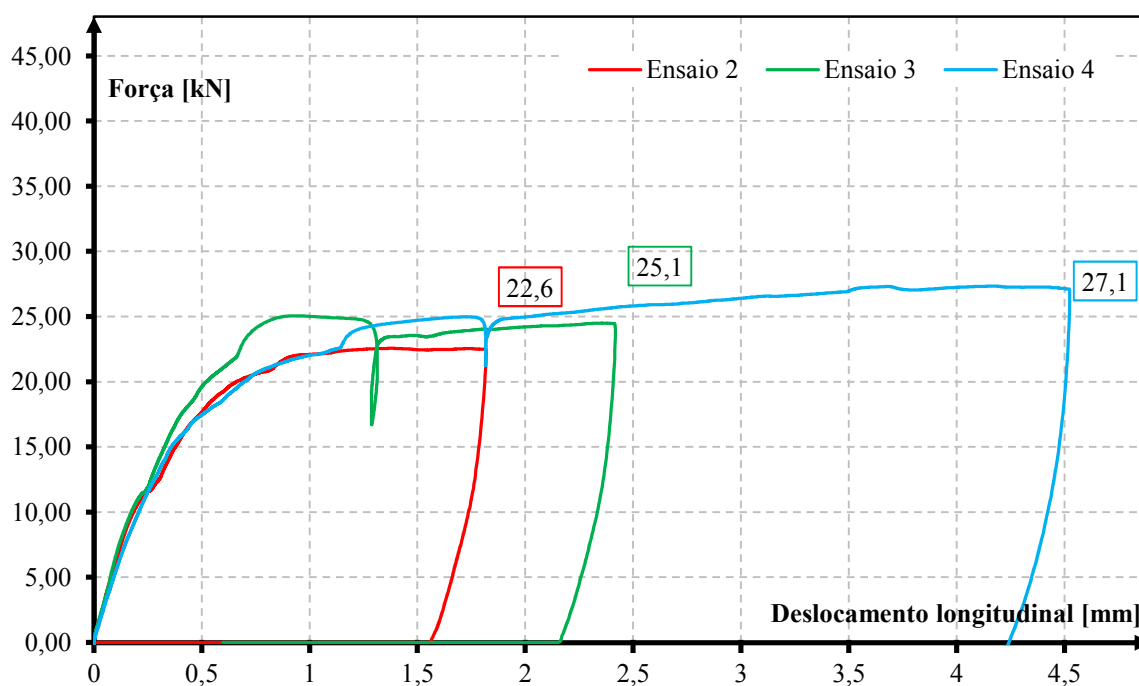


Fig. 22 - Ensaio da fixação SKL12 com um torque de 200 N.m: diagrama força-deslocamento

Com base nos resultados obtidos constatou-se que a força de retenção longitudinal aumentou significativamente com o aumento do aperto dos grampos, ao contrário do que ocorreu nas fixações SKLU12 (permissivas). Nestas fixações o aumento de 75% do binário de aperto causou um acréscimo da força de retenção longitudinal de cerca de 60%.

Comparando com os valores especificados pela Vossloh, verifica-se que a resistência da fixação ao escorregamento do carril é superior ao limite especificado, de 13,0 kN.

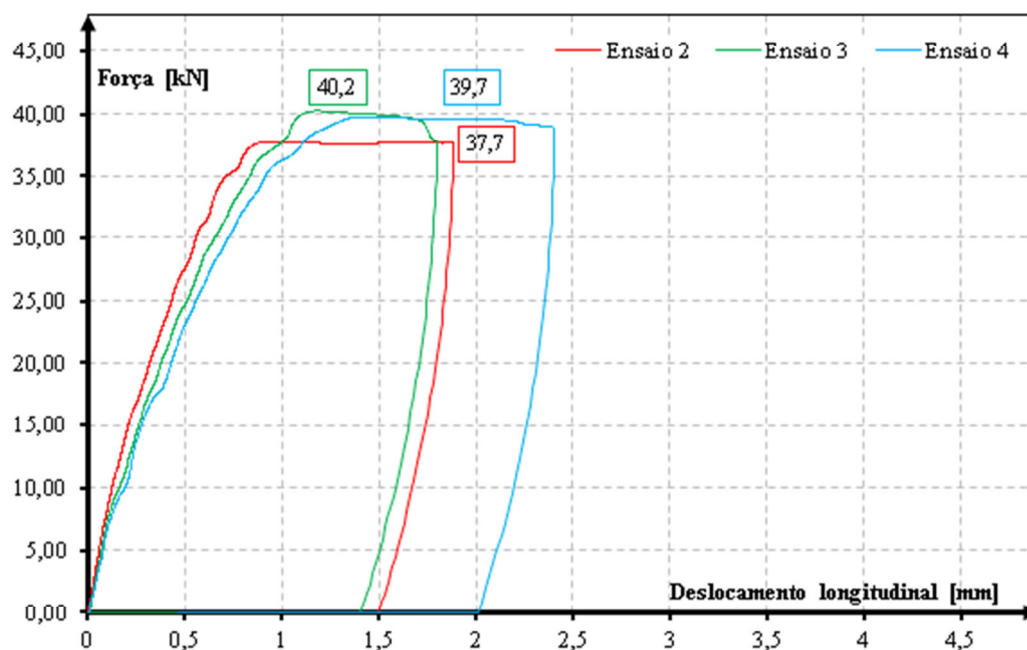


Fig. 23 - Ensaio da fixação SKL12 com um torque de 350 N.m: diagrama força-deslocamento

Ligação travessa-ponte

Para a ligação da travessa à estrutura da ponte utilizam-se cutelos soldados diretamente à longarina. As travessas fixam-se, em ambas as extremidades, aos cutelos, através de uma cantoneira e de dois ganchos, como se apresenta na Figura 24.

Para avaliar rigidez longitudinal da ligação travessa-estrutura foram realizados ensaios de compressão na direção longitudinal da longarina de forma a determinar a relação força-deslocamento do conjunto. Estes ensaios foram realizados sobre um protótipo cuja configuração não é igual à da obra, uma vez que no protótipo existem duas cantoneiras e quatro ganchos a ligar o troço de travessa à chapa que simula a longarina da ponte, enquanto em obra cada longarina será ligada à travessa apenas por uma cantoneira e dois ganchos, mas desta forma a rigidez obtida no ensaio será mais próxima da rigidez do conjunto das duas ligações utilizadas em obra.

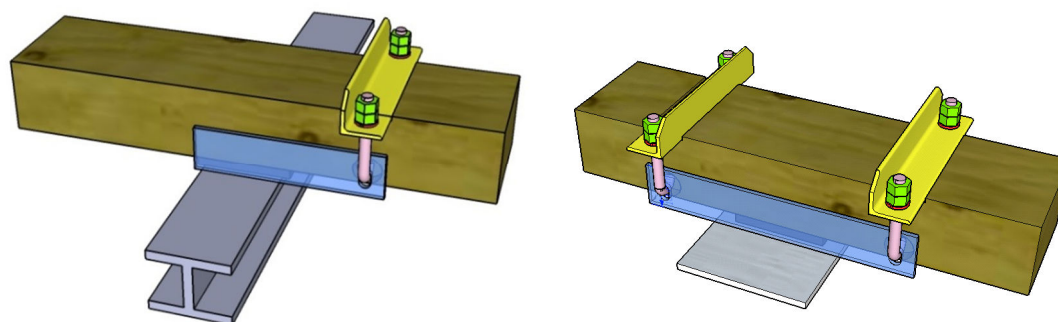


Fig. 24 - Esquema do sistema de fixação das travessas em obra

Na Figura 25 apresenta-se o diagrama força-deslocamento obtido no ensaio realizado. Os deslocamentos apresentados correspondem à média dos valores obtidos nos dois medidores indutivos. Verifica-se que existe um troço inicial de maior rigidez, que corresponde à deformação por flexão dos cutelos soldados à chapa que simula a longarina, seguido de outro de muito menor rigidez, que resulta do escorregamento na ligação, até que a rigidez aumenta de novo. Este aumento final da rigidez ocorre quando o escorregamento verificado faz com que o cutelo se encoste à travessa, sendo então o deslocamento medido resultado da deformação da travessa.

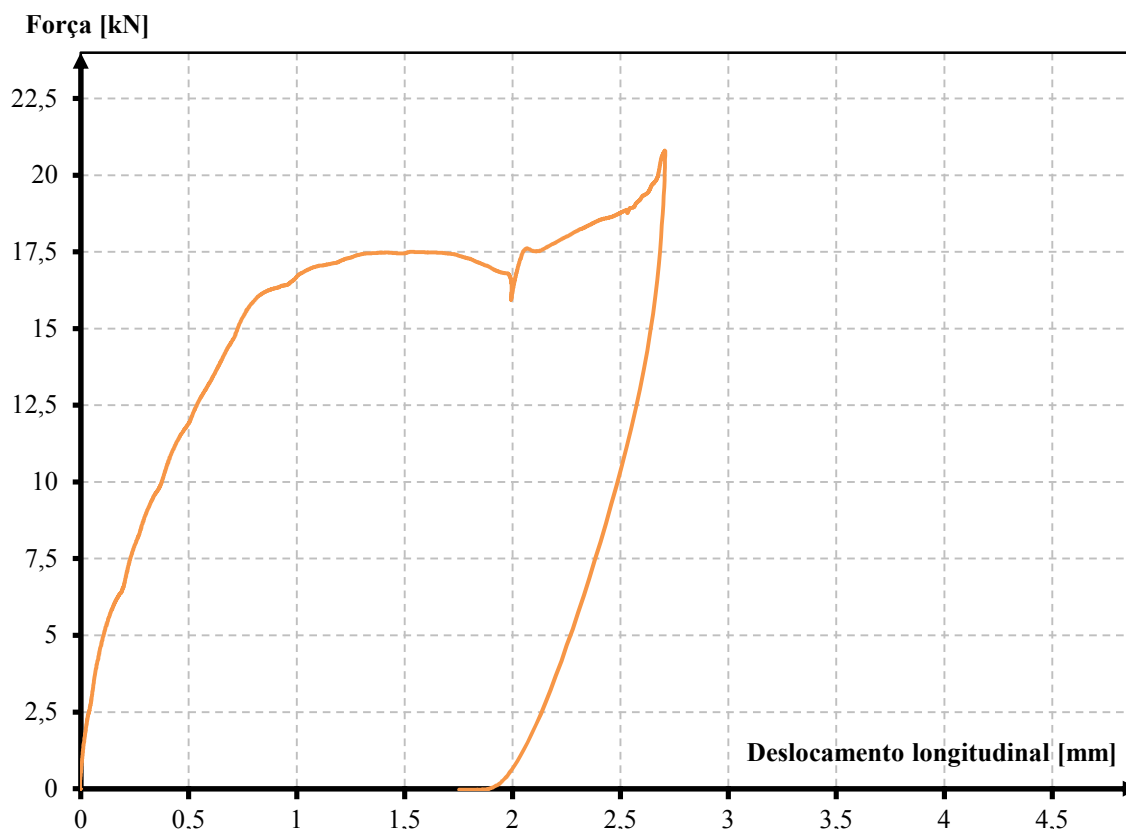


Fig. 25 -. Ensaio para aferir a rigidez longitudinal da fixação travessa-estrutura

Apreciação dos resultados dos ensaios dos sistemas de fixação dos carris e do armamento de via

Os resultados obtidos mostram que, para a fixação do tipo permissiva, o valor da força de retenção do carril é inferior ao definido pelo fabricante, verificando-se o oposto para a fixação do tipo não permissiva.

Das configurações testadas foi possível observar que a força de retenção longitudinal, nas fixações do tipo permissivas, sem utilização da palmilha de borracha, é próxima de 0 kN. Nas fixações do tipo permissivas, sem chapa de inox e limitador de aperto, a força de retenção longitudinal da fixação é 8% inferior à determinada para as fixações do tipo não permissivas.

O aumento do binário de aperto nas fixações com a configuração *standard* demonstrou-se pouco influente nas fixações do tipo permissivas, provavelmente devido ao limitador de aperto do grampo, e bastante influente nas fixações não permissivas.

Do ensaio cíclico realizado à fixação permissiva foi possível concluir que existiu um aumento do valor da força de restrição longitudinal da ligação em relação ao ensaio monotónico realizado. Ainda foi possível verificar que, os ao fim dos 2055 ciclos, apenas a chapa em inox e os grampos apresentavam algum desgaste superficial.

A partir dos resultados obtidos no ensaio monotónico realizado ao protótipo da fixação travessa-estrutura caracterizou-se o comportamento da ligação, o que permitiu definir os parâmetros necessários à sua introdução nos modelos estruturais utilizados.

5. INTERAÇÃO ENTRE A VIA E A PONTE

O comportamento e a estabilidade das linhas férreas tem, desde há vários anos, sido alvo de melhoramentos (Delgado, 2013) tendo-se desenvolvido diversas metodologias para avaliar a estabilidade e a segurança deste tipo infraestruturas (EN1991-2, 2003; UIC CODE 774-2, 2001). As severas condições ambientais a que se encontram sujeitas, bem como as necessidades de aumento da velocidade e conforto da circulação e de diminuição do custo de manutenção, levaram ao desenvolvimento e aperfeiçoamento dos métodos construtivos utilizados tradicionalmente neste tipo de vias, sendo substituídos os usuais carris de 12 m, ligados entre si por barretas metálicas, por sistemas em barra longa soldada (BLS), que permitem ir de encontro das necessidades referidas (Simões, 2006).

Apesar das inúmeras vantagens desta técnica, a continuidade dos carris e a inexistência de juntas de dilatação levou ao aumento das tensões instaladas na via, principalmente nas zonas onde existem descontinuidades entre as estruturas, devido às suas deformações longitudinais ou verticais (Delgado, 2013; Simões, 2006).

Este fenómeno ocorre porque as pontes e o armamento de via resistem de forma conjunta às diversas ações a que são submetidos, designadamente as decorrentes da passagem do tráfego, das variações de temperatura, da retração ou da fluência. Ou seja, qualquer força aplicada à via, induz movimentos na via e no tabuleiro, produzindo de forma indireta esforços adicionais no tabuleiro, nos aparelhos de apoio e nos carris, devido à interação do conjunto, cujo comportamento é condicionado pelas características dos elementos estruturais, do solo de fundação e da armação de via (Delgado, 2013).

Para garantir que não ocorrem fenómenos de rotura, encurvadura ou degradação da via é necessário utilizar soluções estruturais e sistemas de fixação adequados ao tipo de via que se pretende utilizar e à estrutura de suporte. No caso das vias balastradas, as tensões no carril são inferiores às que resultam da fixação direta da via à estrutura, uma vez que a rigidez da ligação é inferior. No entanto, os deslocamentos horizontais e verticais da estrutura admissíveis para as vias balastradas devem ser bastante reduzidos, de modo a evitar-se a desagregação do balastro (Delgado, 2013).

A avaliação da interação entre a via e a ponte implica que se efetue o controlo:

- das sobretensões nos carris e a eventual necessidade de dispor de aparelhos de dilatação de via;
- dos deslocamentos, absoluto do tabuleiro e relativos entre a via e o tabuleiro ou plataforma, com a finalidade de assegurar a estabilidade geral da via.

Procura-se habitualmente evitar a utilização de aparelhos de dilatação de via, uma vez que constituem pontos fracos da infraestrutura de transporte e implicam custos elevados de manutenção e de substituição. Por estes motivos, no projeto de pontes ferroviárias, torna-se

importante limitar as sobretensões adicionais do carril na direção longitudinal, de modo a evitar o uso deste tipo de dispositivos (Coelho, 2008), o que implica que se efetue uma avaliação rigorosa dos efeitos decorrentes da interação que ocorre entre o armamento de via e as pontes (Delgado, 2013).

Para análise do fenómeno de interação via-estrutura, a regulamentação existente (EN1991-2, 2003; UIC CODE 774-2, 2001) considera a possibilidade de utilizar uma metodologia de análise simplificada, ou uma metodologia de análise numérica.

A metodologia de análise numérica implica a utilização de modelos estruturais, por exemplo de elementos finitos, para simular o sistema via estrutura e avaliar as tensões instaladas nos carris e os deslocamentos e esforços dos diversos componentes.

A metodologia simplificada é válida apenas para um conjunto restrito de sistemas via-tabuleiro. Esta metodologia permite avaliar a estabilidade da via, determinar as reações de apoio do tabuleiro e as tensões normais nos carris através de formulações simplificadas, sem necessidade de recorrer à utilização de modelos de numéricos, para efetuar a análise estrutural do sistema via-estrutura. Este método não permite ter em consideração curvas de raio apertado, diferentes condições de manutenção e imperfeições na via, o que limita a sua aplicação.

Na regulamentação são estabelecidos limites para os acréscimos de tensão devidos aos fenómenos de interação via-estrutura. Estes limites correspondem ao cálculo teórico da estabilidade do carril e são definidos para as seguintes condições: carris UIC60; via em barra longa soldada; aço com resistência à tração não inferior a 900 MPa; raio de curvatura mínimo da via de 1500 m; travessas de betão; via balastrada com camada bem consolidada e de espessura superior a 30 cm (EN1991-2, 2003)

Para as condições mencionadas a tensão máxima no carril devida aos efeitos de interação via estrutura tem os seguintes limites:

- Acréscimo de tensão de compressão no carril de 72 MPa;
- Acréscimo de tensão de tração no carril de 92 MPa (Fig).

As vias não balastradas, dado que a sua fixação é direta à estrutura, são pouco suscetíveis a fenómenos de encurvadura. Nestes casos pode portanto considerar-se que a tensão máxima de compressão disponível para os efeitos decorrentes da interação via-estrutura é igual à tensão de tração disponível.

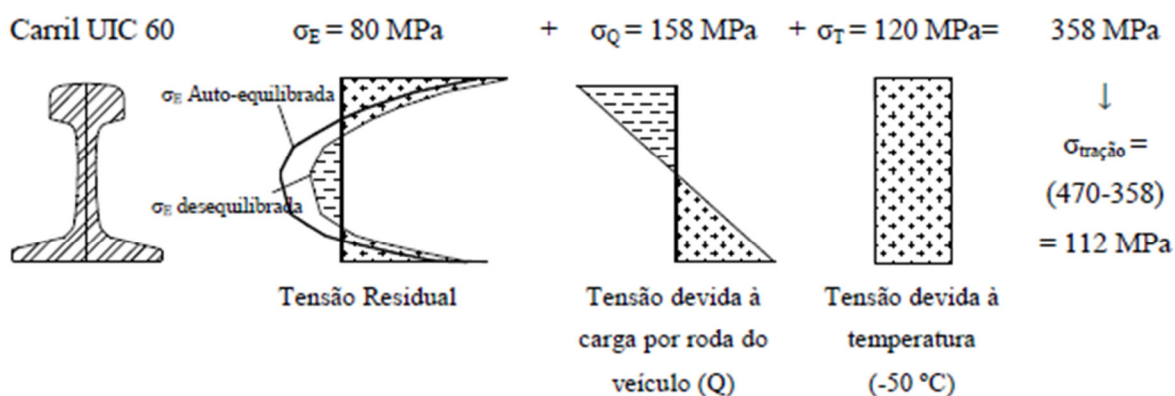


Fig. 26 -. Tensão de tração disponível para os efeitos de interação (Delgado, 2013)

Na elaboração dos diagramas apresentados na Figura 26, considerou-se que a tensão máxima admissível para o aço dos carris é igual a 470 MPa, o que corresponde a 90% da tensão de cedência do aço que constitui dos carris (525MPa). Na mesma figura, constata-se que a tensão de tração disponível para os efeitos decorrentes da interação via-estrutura é igual a 112 MPa. No entanto, segundo Delgado (2013) e Simões (2006), este valor não é consensual, sendo usualmente definido nas diversas regulamentações (EN1991-2, 2003; UIC CODE 774-2, 2001) o valor máximo de 92 MPa.

6. ANÁLISE ESTRUTURAL - MODELOS NUMÉRICOS UTILIZADOS

Para avaliar os efeitos decorrentes da interação via-estrutura para a nova solução de armamento de via da Ponte Dona Ana, foram elaborados diversos modelos numéricos estruturais baseados no método de elementos finitos, tendo-se para tal utilizado o programa SAP2000.

Estes modelos de elementos finitos foram construídos com base nas características geométricas obtidas no levantamento efetuado pelo LNEC e aferidos nos ensaios de carga estáticos realizados.

Dada a elevada extensão da ponte foi necessário subdividi-la em vários modelos parcelares, tendo em consideração a existência de zonas onde os vãos têm características idênticas e de zonas onde se verificam alterações na geometria do tabuleiro. Foram também construídos dois modelos para simular o comportamento da estrutura junto aos encontros.

Dado o comportamento distinto da ligação entre a travessa e o carril, quando este se encontra carregado ou não carregado, foram elaborados modelos diferentes para ter em conta este facto.

Nos cálculos efetuados foram consideradas as situações que originam os efeitos mais desfavoráveis, em termos de esforços nos carris, designadamente as que resultam da entrada e da saída dos comboios, das deformações de origem térmica e da deformação longitudinal do tabuleiro devida às sobrecargas. Estimaram-se igualmente os esforços decorrentes de poderem existir tramos contíguos com e sem carregamento. Foi ainda avaliada a capacidade da via para resistir à frenagem ou aceleração dos comboios.

Os elementos metálicos que constituem o tabuleiro dos diversos tramos foram simulados através de elementos de barra e de elementos de casca. Os pilares de betão e os respetivos aparelhos de apoio foram modelados como apoios fixos e móveis, tendo sido tida em conta a cota a que se encontram.

O armamento de via, tal como foi referido anteriormente, é constituído por carris de rolamento, carris de segurança, travessas de madeira, sistemas permissivos e não permissivos para fixação do carril e pelo sistema de fixação das travessas à estrutura. Na simulação da interação entre a via e a estrutura foram tidos em conta os contributos da fixação do carril à travessa e da palmilha de borracha de 20 mm instalada sobre a travessa de madeira. O par de carris foi simulado por meio de elementos de barra e a interface entre o carril e a travessa com recurso a elementos do tipo *LINK*, que permitem simular o comportamento bilinear das fixações nas direções consideradas. No presente estudo, para cada elemento, além da rigidez do sistema de ligação, foi também tida em conta a rigidez da palmilha de 20 mm.

Em face do anteriormente exposto foram realizados catorze modelos numéricos. A título exemplificativo apresenta-se na Fig e na Fig, respetivamente o modelo dos tramos intermédios da viga treliçada de 80 m e o modelo de interação solo - viaduto de Mutarara - viga treliçada de 80 m.



Fig. 27 - Modelo dos tramos intermédios da viga treliçada de 80 m (Oliveira e Silveira, 2014)

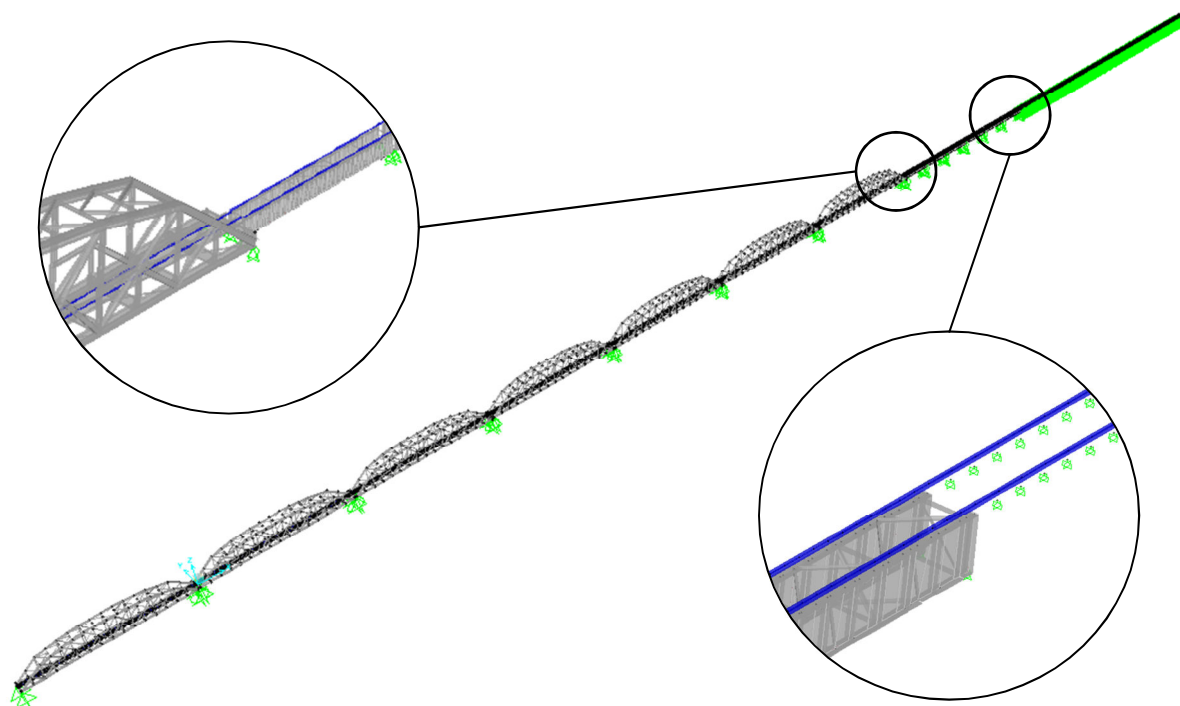


Fig. 28 - Modelo de interação: solo - viaduto de Mutarara - viga treliçada de 80 m (Oliveira e Silveira, 2014)

7. CRITÉRIOS GERAIS UTILIZADOS NA VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

No presente estudo foram consideradas as disposições regulamentares presentes na EN 1991-2 (2003) e na UIC 774-3 (2001), para quantificação das ações e verificação da segurança nos carris. Em ambas as regulamentações, os princípios gerais relativos à interação via-estrutura aplicam-se às vias balastradas, não sendo definidos critérios específicos para as vias sem balastro. Por este motivo utilizou-se uma metodologia equivalente baseada apenas na verificação das sobretensões e no controlo dos deslocamentos verticais, uma vez que, os limites definidos nas normas, para o deslocamento horizontal da ponte se destinam à estabilidade do balastro.

7.1 Ações consideradas

Segundo a EN 1991-2 (2003), para verificar a estabilidade da via tendo em consideração os efeitos da interação via estrutura, deverão ser contabilizadas as ações correspondentes às sobrecargas ferroviárias e as deformações do sistema originadas pelas variações de temperatura e pelo comportamento diferido dos materiais constituintes da obra de arte. No presente caso, dado tratar-se de uma obra com tabuleiro metálico, consideraram-se apenas as ações correspondentes às sobrecargas ferroviárias e às variações da temperatura.

Relativamente às ações resultantes da circulação ferroviária foram consideradas as ações verticais e as de frenagem e de arranque, distribuídas e combinadas de modo a maximizar os efeitos desfavoráveis.

Dada a especificidade da linha de Sena foi considerado na presente análise um modelo de carga real, definido em função dos veículos circulantes. Este modelo é constituído por locomotivas do tipo GE T26 CU2 e pares de vagões HL6 (Figura 29 e Figura 30).

Locomotiva GE GT26 - CU2

Peso total: 122,5 tf

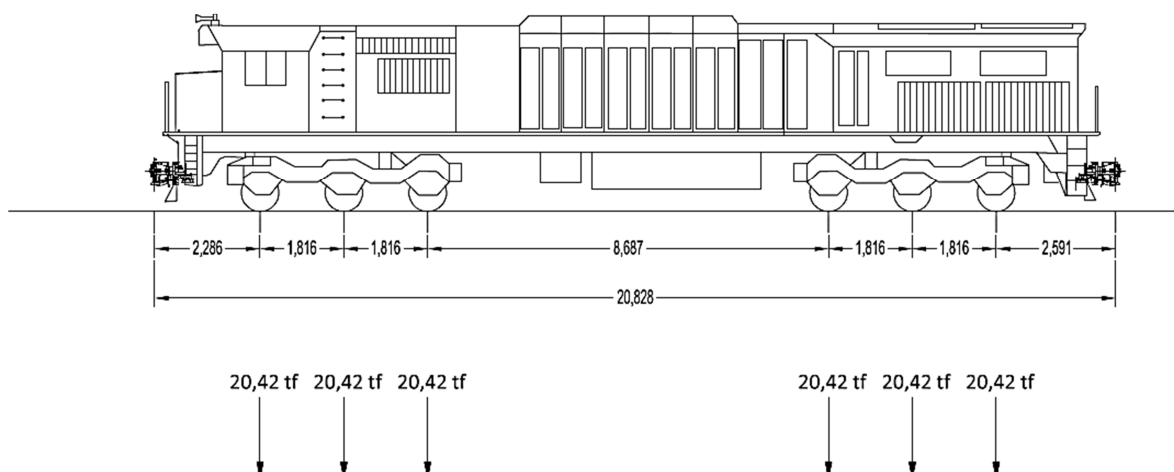


Fig. 29 - Definição geométrica do modelo considerado para a locomotiva

Par de vagões HL6

Peso carregado: 82 tf
 Peso vazio: 19 tf
 Volume: 70,9m³

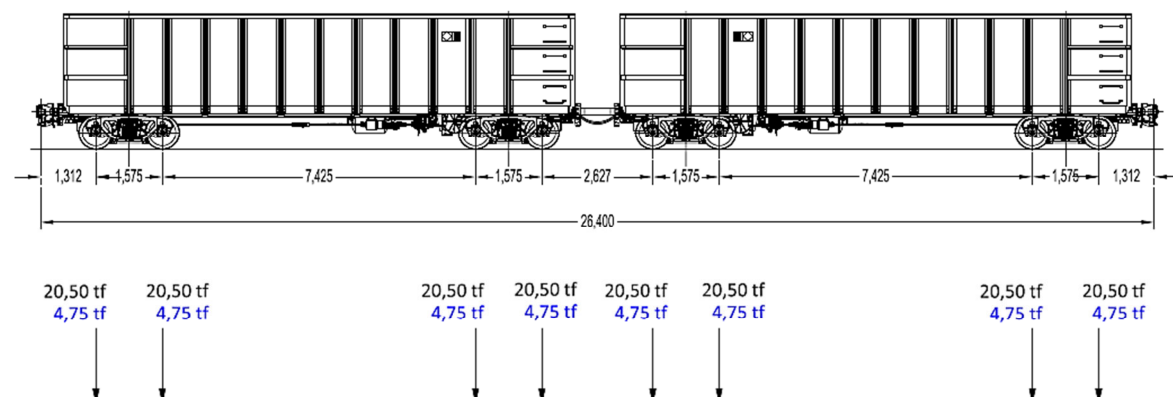


Fig. 30 - Definição geométrica do modelo considerado para os vagões

Dado que se utilizou um modelo de carga real para a verificação de segurança dos carris, consideram-se para as ações correspondentes à aceleração e à frenagem, forças longitudinais por eixo, com valor igual a 25% da carga vertical, como definido na regulamentação (EN1991-2, 2003; UIC CODE 774-2, 2001)

A variação da temperatura a considerar, de acordo com a regulamentação (EN1991-2, 2003), na análise da interação via-estrutura, no carril e na estrutura são, respetivamente, ± 50 °C e ± 35 °C. A norma limita ainda a diferença entre a variação uniforme de temperatura atuante no tabuleiro e na via a ± 20 °C.

Na análise da interação via-estrutura, para a verificação das sobretensões no carril, é unicamente necessário considerar, nos modelos elaborados, a variação de temperatura do tabuleiro (± 35 °C), uma vez que se considera que a via está restringida longitudinalmente (para o caso de armamentos de via sem juntas de dilatação).

7.2 Verificações de segurança

Segundo a regulamentação existente (EN1991-2, 2003), para garantir a estabilidade e a integridade estrutural da via em serviço é necessário controlar a variação da tensão normal nos carris, limitar os deslocamentos longitudinais e verticais relativos da estrutura e avaliar a segurança das ligações utilizadas.

Como regra de combinação para as ações consideradas, ambas as regulamentações definem a seguinte expressão:

$$F_L = \sum \psi_{0i} \times F_{li}$$

onde

F_L - força de reação longitudinal do carril,

F_{li} - reação longitudinal correspondente à ação i ,

ψ_{0i} - coeficiente de combinação (que deverá ser considerado igual a 1).

O principal critério para a verificação de segurança das vias não balastradas de fixação direta à estrutura é o controlo da sobretensão normal no carril, devido ao comportamento conjunto da via e da estrutura.

Tendo em conta que de numa via não balastrada com fixação direta e com carris de perfil 54E1, é altamente improvável a instabilização da via por fenómenos de encurvadura, considerou-se o valor limite de 92 MPa, dado que neste tipo de vias a rotura ocorrerá por compressão ou por tração do carril e não por encurvadura.

Dada a inaplicabilidade da regulamentação às vias de fixação direta, foi apenas limitado a 3 mm o deslocamento vertical relativo entre dois troços de tabuleiro sucessivos, ou entre o troço de tabuleiro e o encontro, para uma velocidade máxima da linha até 160 km/h. Esta limitação visa o controlo indireto das tensões de flexão nos carris da via.

8. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DO CARRIL

A verificação da segurança no carril foi realizada de acordo com o exposto anteriormente e a regulamentação aplicável.

Os modelos definidos para o caso “carregado” serviram de base para avaliar a deformação e a sobretensão no carril, quando solicitado pelas sobrecargas ferroviárias. Os modelos correspondentes ao caso “descarregado” destinaram-se a avaliar a segurança do carril quando solicitado pelas variações de temperatura.

Numa primeira fase identificaram-se as zonas onde as tensões nos carris, devido às sobrecargas ferroviárias, às variações de temperatura e à interação via/estrutura, eram mais elevadas. Nestas zonas adotaram-se fixações permissivas e nas zonas menos solicitadas fixações não permissivas.

Foram estudadas diversas soluções de modo a otimizar a distribuição das fixações, com a finalidade de diminuir as tensões nos carris, garantindo que estas se encontram dentro dos limites definidos na regulamentação.

Da análise efetuada verificou-se que as secções mais solicitadas se situavam na transição entre o viaduto de Mutarara e o primeiro tramo com 80 m e entre tramos de 80 m (Figura 31 e Figura 32). A título de exemplo apresentam-se na Tabela 1 as sobretensões obtidas nos tramos intermédios das vigas treliçadas de 80 m, para as combinações mais desfavoráveis, em termos de trações e compressões.

Além das verificações relativas a secções situadas na ponte, foram ainda analisadas as secções de transição para os blocos técnicos (aterro) e os viadutos de acesso.

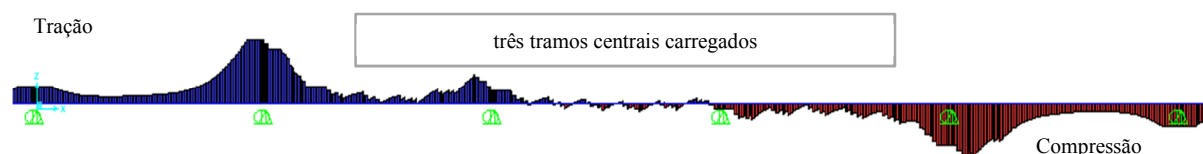


Fig. 31 - Tramos intermédios das vigas treliçadas de 80 m: diagrama de Esforço axial para a carga vertical e a frenagem no sentido de Mutarara (Oliveira e Silveira, 2014)

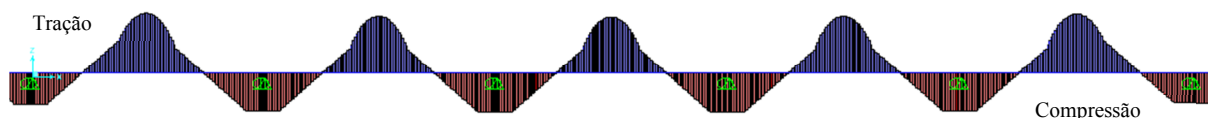


Fig. 32 - Tramos intermédios das vigas treliçadas de 80 m: diagrama de Esforço axial para a variação de temperatura na ponte de +35°C (Oliveira e Silveira, 2014)

Tabela 1 - Tramos intermédios das viga treliçadas de 80 m. Avaliação da segurança do carril (secção sobre a junta de dilatação da obra)

Esforço	Combinação mais desfavorável	Sobretensão	Limite	Tensão total	Limite
Compressão	Temperatura +Tráfego Ferroviário	-77,9 MPa	-92 Mpa	-353,4 Mpa	-470 Mpa
Tração	Temperatura +Tráfego Ferroviário	+86,4 MPa	+92 Mpa	+361,9 Mpa	+470 Mpa

9. ENSAIOS PARA VERIFICAÇÃO DA SOLUÇÃO ADOTADA

Para avaliar a interação entre a via e a estrutura da Ponte Dona Ana foram efetuados dois tipos de ensaios, que se destinaram a caracterizar, tanto as variações de tensão nos carris devidas às ações térmicas ambientais, como as decorrentes da circulação ferroviária (Silveira, *et al.*, 2015).

Os ensaios destinados a avaliar as variações de tensão nos carris devidas às ações térmicas ambientais decorreram durante cerca de 24 horas, de modo a obter resultados respeitantes a um ciclo diário completo. Os ensaios destinados à caracterização das variações de tensão nos carris, decorrentes da circulação ferroviária, tiveram duração inferior a 10 minutos. Estas variações devem se, não só aos esforços de flexão resultantes do peso do material circulante, mas também aos esforços axiais que resultam das forças de tração ou frenagem impostas pelas locomotivas. Também o funcionamento da estrutura sob ação das sobrecargas provoca alterações da tensão nos carris, devido às rotações que se verificam nas extremidades dos tabuleiros e às variações de comprimento que as longarinas do tabuleiro sofrem durante a passagem dos comboios.

9.1 Plano de instrumentação

Para efetuar a avaliação experimental da interação entre a via e a estrutura efetuou-se a medição das extensões nos carris em quatro zonas da ponte, designadas por secções S1 a S4, localizadas, respetivamente, na transição entre o penúltimo e o último tramos com 50 m de comprimento, na transição entre o último tramo de 50 m e o primeiro tramo de 80 m (Figura 33), na transição entre o penúltimo e o último tramos com 80 m de comprimento e na transição entre o último tramo de 80 m e o primeiro tramo do Viaduto de Mutarara (Figura 34). Em cada uma destas secções instrumentaram se três subsecções, designadas E1 a E3 (Figura 41). Para além da medição de extensões, foram efetuadas medições de temperatura nos carris e na ponte, e ainda da temperatura e humidade relativa do ar.

O equipamento de medição utilizado nos ensaios (Figura 35) consistiu em sensores e subsistemas de aquisição controlados por computadores portáteis. Os subsistemas de aquisição utilizados dependeram do tipo de ensaio. Assim, nos ensaios destinados a avaliar a influência das ações térmicas ambientais nas variações de tensão nos carris, utilizou-se um subsistema de aquisição adequado à realização de leituras de 10 em 10 minutos. Nos ensaios efetuados para avaliar a influência da circulação ferroviária nos níveis de tensão nos carris

utilizou-se um subsistema apropriado à realização de leituras com frequência elevada, tendo-se, no caso presente, efetuado 1000 leituras por segundo (Figura 36).

Neste ensaio utilizaram-se vários tipos de sensores, tendo as extensões nos carris sido medidas com extensómetros elétricos de resistência (Figura 37) e a temperatura na ponte e nos carris com termómetros de platina do tipo PT100 (Figura 38). A temperatura e a humidade relativa do ar foram medidas, respetivamente, com um termómetro do tipo PT100 e com uma sonda de humidade, do tipo capacitivo (Figura 39).

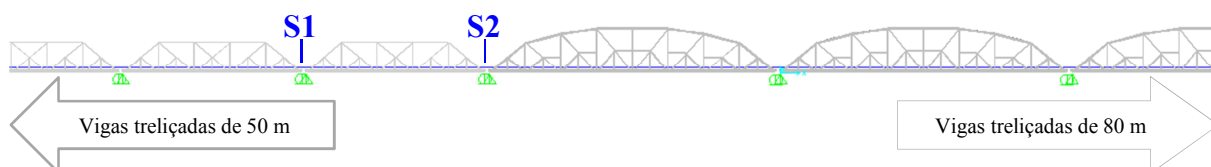


Fig. 33 - Localização das secções S1 e S2 (Silveira, et al., 2015)

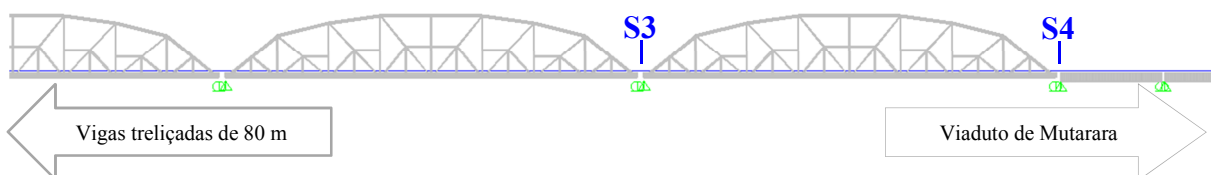


Fig. 34 - Localização das secções S3 e S4 (Silveira, et al., 2015)

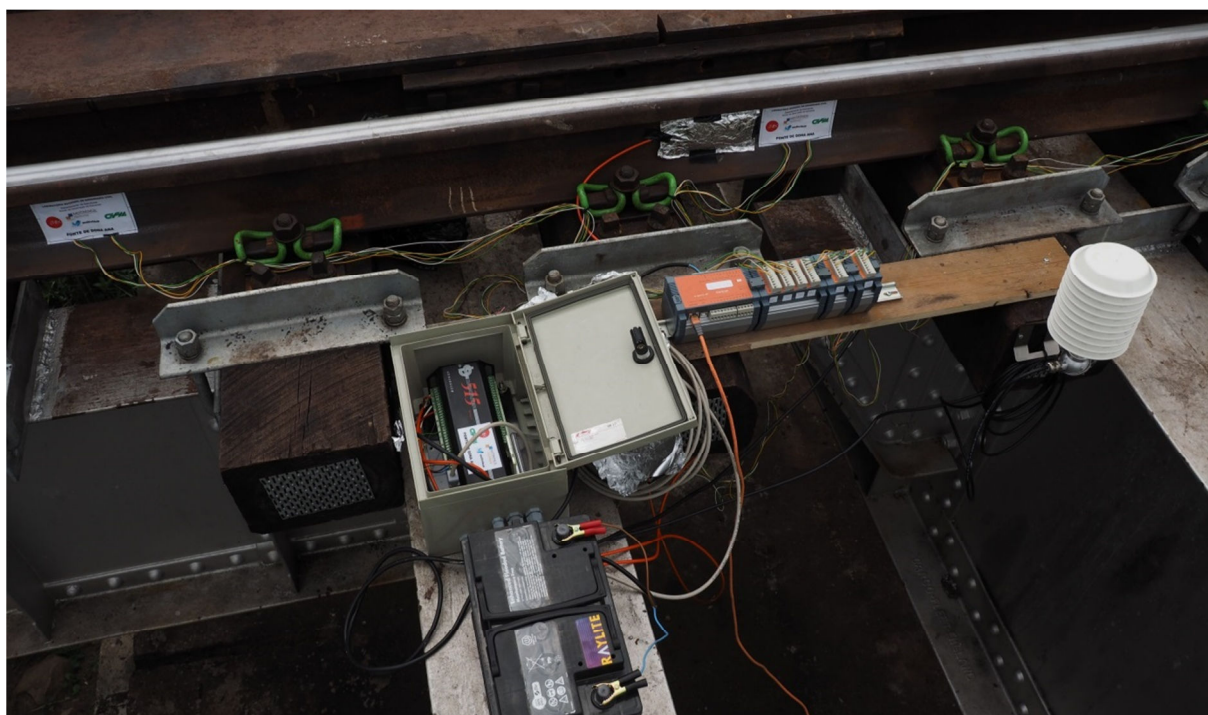


Fig. 35 - Aspecto geral dos sensores e sistemas de aquisição utilizados

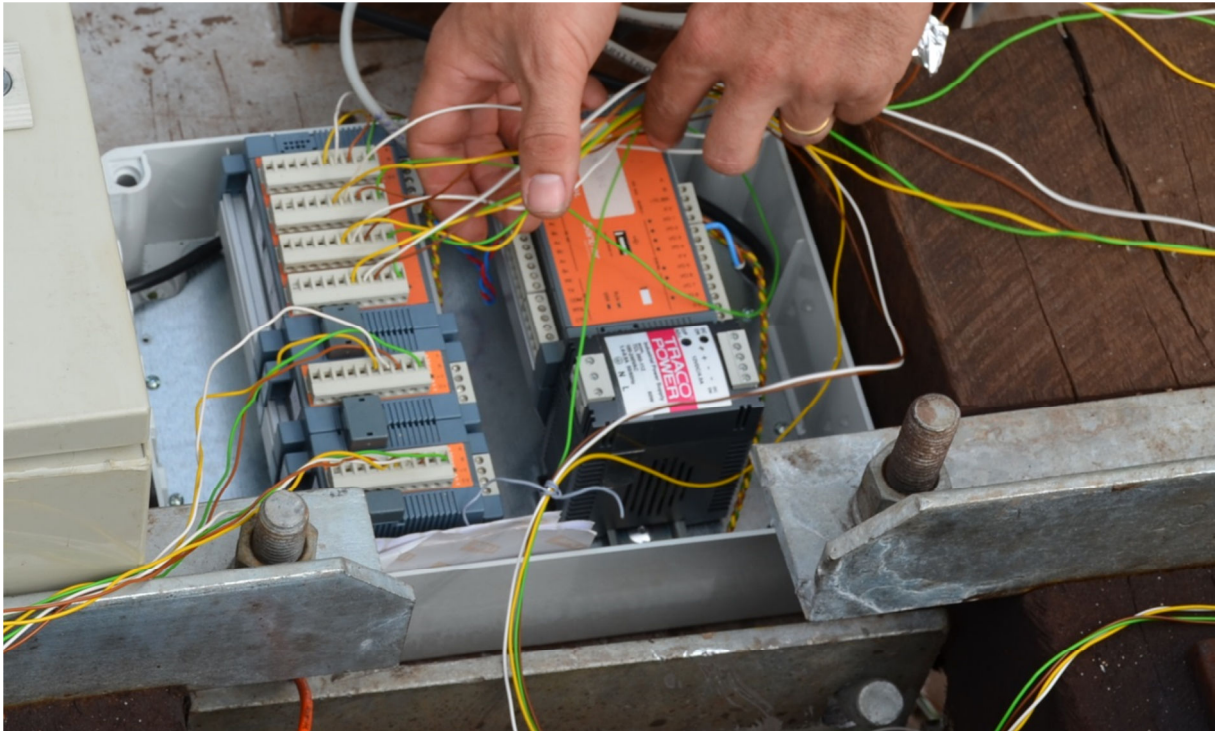


Fig. 36 - Sistema de aquisição a alta frequência

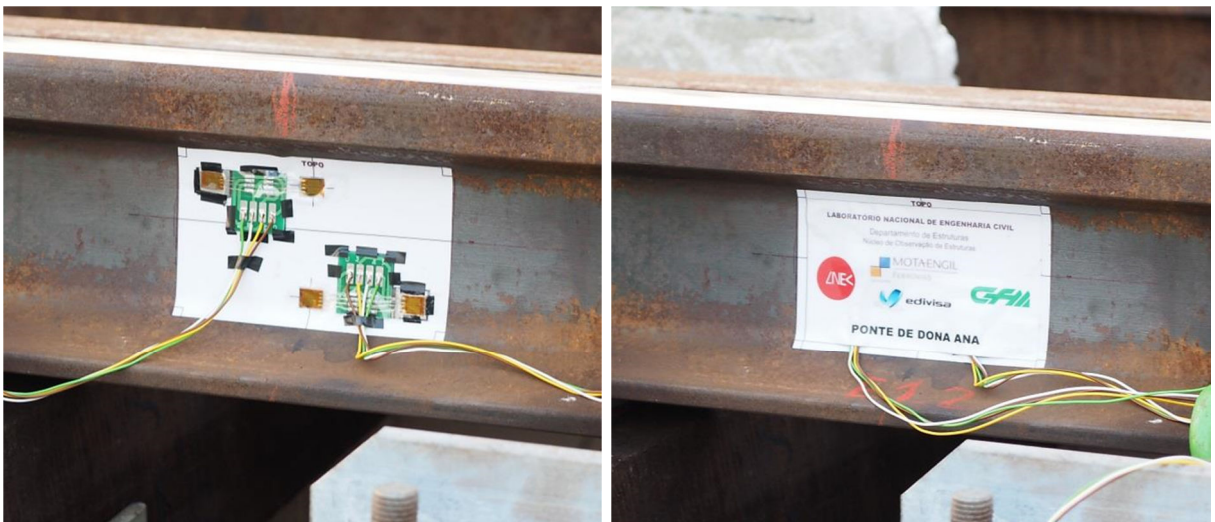


Fig. 37 - Secção instrumentada com extensómetros de resistência



Fig. 38 - Termómetros para medição da temperatura do carril e da estrutura



Fig. 39 - Sensor para medição da temperatura e humidade relativa do ar

Os extensómetros eléctricos de resistência foram colados nas almas dos carris, em secções a meio do vão do carril, entre travessas. Estes extensómetros foram colados em dois níveis, à distância do centro de massa que se indica na Fig (Silveira, *et al.*, 2015). Com base nesta disposição foi possível determinar as tensões ao nível das fibras extremas e também ao nível do centro de massa (tensão uniforme).

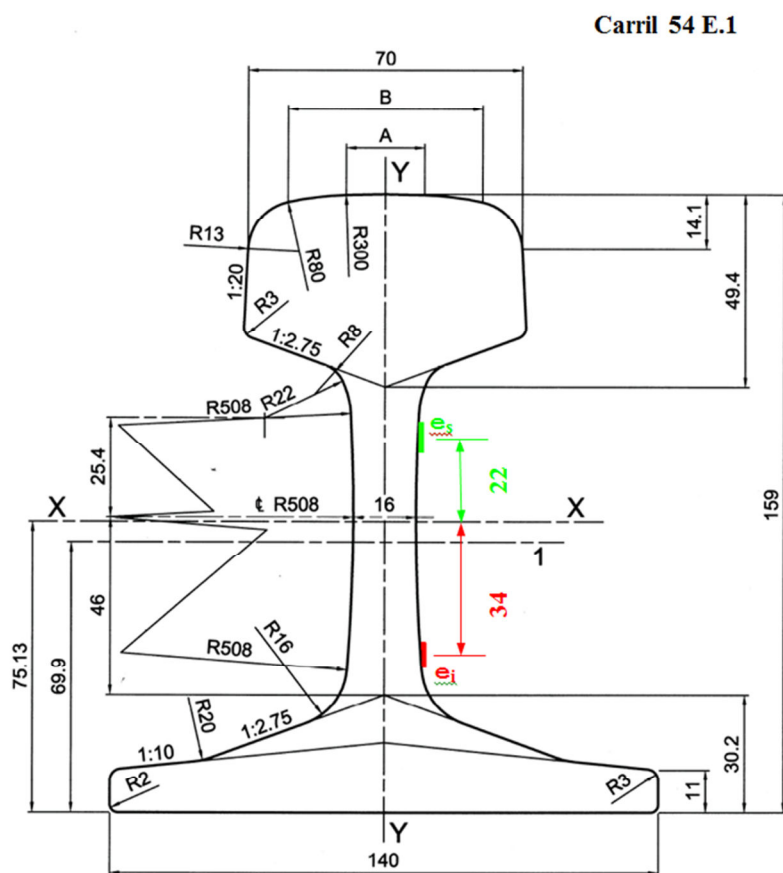


Fig. 40 - Posicionamento dos extensómetros na alma do carril UIC 54 E.1

Indica-se na Tabela 2 as distâncias entre chapins para as quatro zonas ensaiadas. Na Figura 41 pode ver-se o significado das designações utilizadas na Tabela 2, para referência destas distâncias. Os chapins utilizados na ponte de Dona Ana têm 160 mm de largura, medida na direção dos carris.

Tabela 2 - Distâncias entre chapins (mm)

Secção	A	B	C	D	E	F	G
S1	428	478	426	374	438	458	460
S2	462	474	408	524	414	463	471
S3	463	463	514	443	512	475	459
S4	461	464	434	494	443	462	473

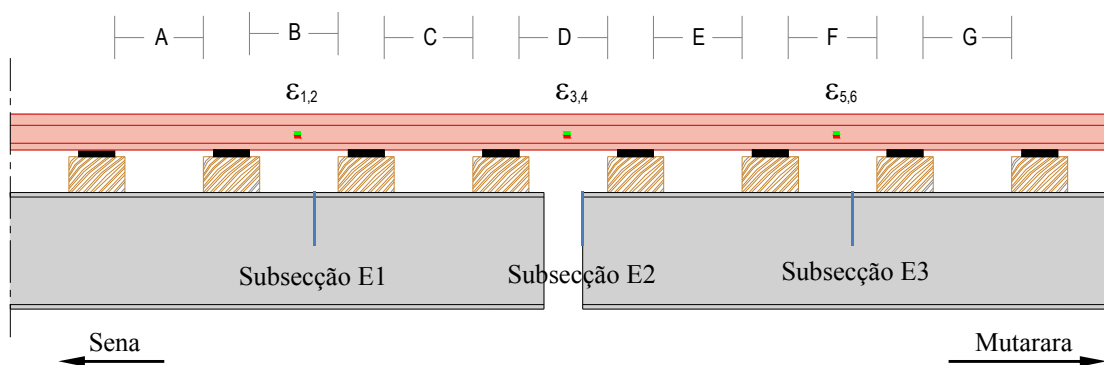


Fig. 41 - Distâncias entre chapins e localização das subsecções

9.2 Variações de tensão nos carris devidas às ações térmicas ambientais

Os ensaios realizados permitiram avaliar as variações da tensão uniforme e da curvatura nos carris, devidas às ações térmicas ambientais. Para tal mediram-se as extensões de dez em dez minutos, durante cerca de vinte e quatro horas.

Em relação às variações da tensão uniforme dos carris, deve referir-se que estes foram soldados quando a sua temperatura se encontrava entre 35 e 40 °C, pelo que a tensão uniforme efetivamente instalada (σ_{ef}) poderá ser estimada, em função da temperatura de fecho do carril (T_{fecho}), da temperatura do carril (T_{carril}) e da tensão calculada a partir das extensões medidas (σ_{calc}), utilizando a expressão seguinte, considerando positivas as tensões de tração:

$$\sigma_{ef} = \sigma_{calc} - (T_{carril} - T_{fecho}) \times \alpha \times E$$

onde

σ_{ef} - tensão uniforme efetivamente existente no carril,

σ_{calc} - tensão no carril calculada a partir das extensões medidas,

T_{carril} - temperatura do carril no início do ensaio,

T_{fecho} - temperatura do carril no instante em que foi feita a soldadura de continuidade,

α - coeficiente de dilatação linear do aço do carril,

E - módulo de elasticidade do aço do carril.

Para o presente caso, e na falta de informação mais precisa, pode considerar-se o valor de T_{fecho} igual a 35 °C e o produto “ $\alpha \times E$ ” igual a 2,10 MPa °C⁻¹.

Nos gráficos relativos às variações da tensão uniforme nos carris apresentam-se, tanto os valores calculados a partir das extensões medidas, como os valores compensados da temperatura.

Na Figura 42 apresentam-se, para o período de ensaio, os valores da temperatura do carril e da estrutura e também a sua diferença. Apresentam-se ainda nessa figura os valores da temperatura e da humidade relativa do ar.

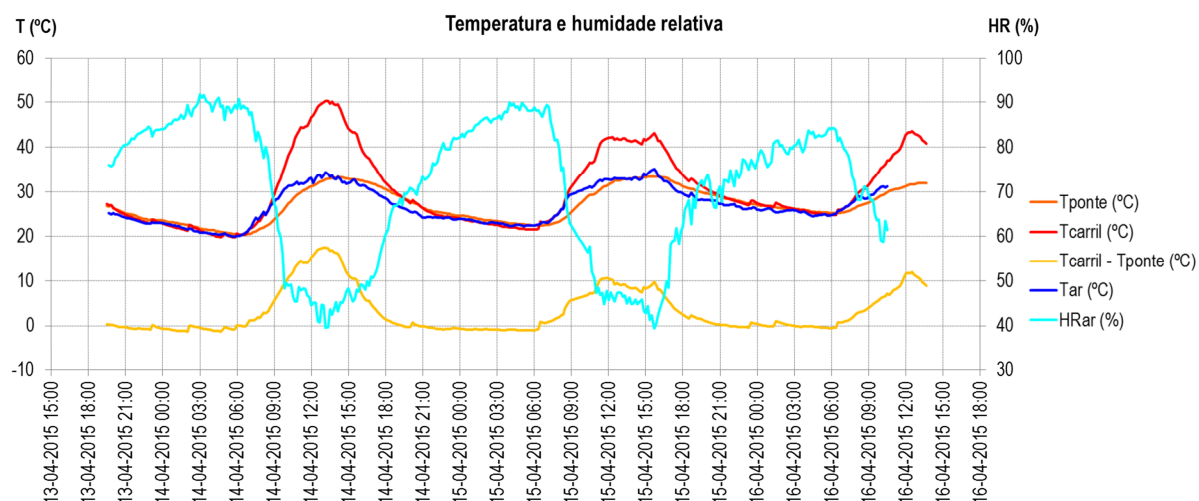


Fig. 42 - Temperaturas da ponte, do carril e do ar e humidade relativa do ar

No dia 14 de abril o céu apresentou-se limpo, enquanto nos dias 15 e 16 se verificou alguma nebulosidade. Este facto refletiu-se na temperatura máxima dos carris que atingiu cerca de 50 °C, no dia 14, enquanto nos dois dias seguintes foi cerca de 7 °C mais baixa.

Durante o período noturno verificou-se que a temperatura da ponte foi idêntica à temperatura do ar. Durante o período diurno o aquecimento da estrutura foi mais lento do que o do ar, verificando-se um atraso máximo de cerca de 2 horas, devido à inércia térmica do tabuleiro, sendo no entanto as temperaturas máxima e mínima do ar e da ponte, idênticas.

A máxima diferença entre a temperatura do carril e a temperatura da ponte verificou-se às 13:40 h do dia 14 de abril, tendo atingido o valor de 17 °C. Nos dias 15 e 16 esta diferença foi de 10 °C e de 12 °C, respetivamente.

Note-se que em Sena a temperatura máxima do ar poderá alcançar cerca de 40 °C e que a temperatura máxima dos carris poderá ultrapassar 60 °C.

Os procedimentos utilizados nos ensaios das quatro secções instrumentadas são idênticos, pelo que se apresentam os resultados obtidos para a Secção S3, por ser aquela onde se verificaram os maiores esforços nos carris.

Na Fig apresentam-se as variações de tensão uniforme nas três subsecções da Secção S3, compensadas termicamente em função das diferenças para a temperatura de fecho dos carris. Na Fig apresentam-se as variações de curvatura no carril para as mesmas subsecções.

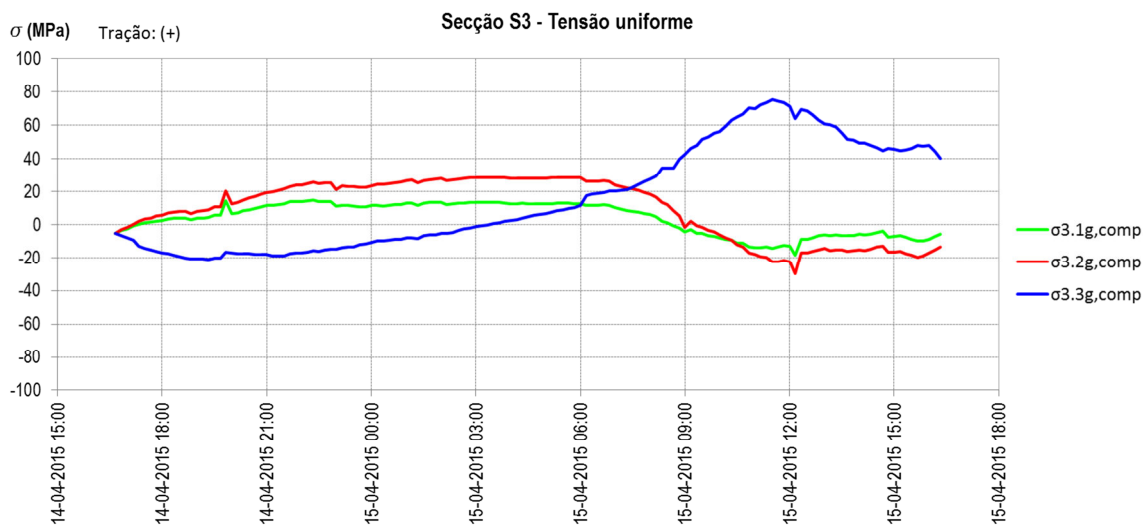


Fig. 43 - Secção S3: variação da tensão uniforme nos carris

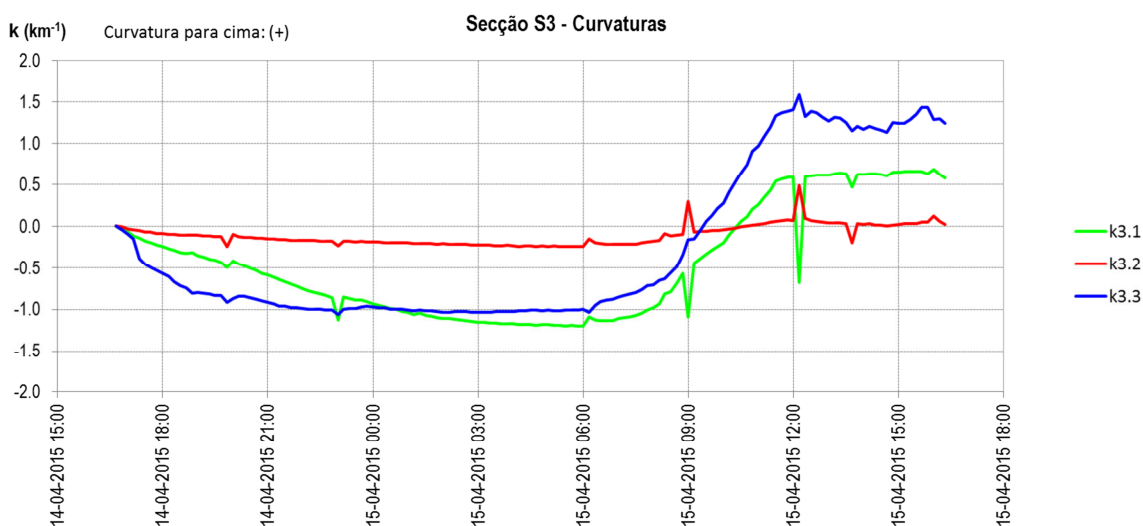


Fig. 44 - Secção S3: variação da curvatura dos carris

Considerando que a tensão uniforme nos carris é nula no instante em que é feita a soldadura de fecho, apresentam-se na Tabela 3 as tensões máxima (tração) e mínima (compressão) a que os carris foram sujeitos devido às ações térmicas ambientais, assim como as temperaturas máxima e mínima do carril.

Note-se que os carris são comprimidos quando a sua temperatura é superior à temperatura a que foram efetuadas as soldaduras que lhe conferem continuidade, e tracionados, caso contrário.

Tabela 3 - Tensão uniforme nos carris e temperatura

Secção	S1gmax (MPa)	S1gmin (MPa)	S2gmax (MPa)	S2gmin (MPa)	S3gmax (MPa)	S3gmin (MPa)	Tcarril _{max} (°C)	Tcarril _{min} (°C)
S1	-	-	38,4	-39,1	40,7	-34,8	50,3	19,8
S2	38,7	-20,4	38,1	-20,2	-	-	43,1	24,7
S3	14,7	-18,7	28,5	-30,1	75,0	-21,1	43,1	21,5
S4	24,7	-10,8	28,8	-16,9	29,1	-15,5	43,5	24,7

NOTA: Trações (+)

Na Tabela 4 apresentam-se as variações de curvatura medidas durante os ensaios.

Tabela 4 - Curvatura dos carris

Secção	$K_{1\max}$ (km^{-1})	$K_{1\min}$ (km^{-1})	$K_{2\max}$ (km^{-1})	$K_{2\min}$ (km^{-1})	$K_{3\max}$ (km^{-1})	$K_{3\min}$ (km^{-1})
S1	-	-	0,7	-0,0	0,0	-0,0
S2	0,0	-0,1	0,0	-0,0	-	-
S3	0,6	-1,2	0,1	-0,2	1,4	-1,0
S4	0,4	-0,3	0,0	-0,1	0,1	-0,0

NOTA: Curvatura para cima (+)

Note-se que, de um ponto de vista teórico, se o eixo do carril fosse reto, variações uniformes de temperatura não provocariam alterações na curvatura.

De um modo geral verifica-se que os valores máximos das variações de curvatura, calculadas a partir das extensões medidas, são na maioria dos casos praticamente nulos, existindo, no entanto, alguns valores mais elevados. As maiores variações de curvatura observaram-se na subsecção E2 da secção 1, nas subsecções E1 e E3 da secção S3 e na subsecção E1 da secção S4.

Foi efetuada uma análise de regressão linear para correlacionar as variações da tensão uniforme, ou da curvatura dos carris, com a temperatura dos carris, com a temperatura da ponte, e ainda com a diferença entre estas duas.

A partir desta análise verificou-se que a variação da tensão uniforme nos carris se encontra bem correlacionada com a variação de temperatura dos carris e não com a variação de temperatura do tabuleiro, o que indicia que, de um modo geral as variações de tensão nos carris não se devem às variações de comprimento do tabuleiro, de origem térmica. Este facto confirma a eficácia do sistema adotado no armamento de via, em isolar os carris do efeito das variações de comprimento do tabuleiro.

Relativamente às variações de curvatura dos carris, verifica-se que, de um modo geral não estão relacionadas com as variações de temperatura medidas, com exceção das subsecções E1 e E3 da secção S3 e da subsecção E1 da secção S4. Verifica-se também que foi nas duas primeiras subsecções onde se registaram as maiores variações de curvatura durante os ensaios.

9.3 Variações de tensão nos carris devidas à circulação ferroviária

A circulação ferroviária sobre a ponte provoca alterações no estado de tensão no carril, por três motivos. O primeiro relaciona-se com os esforços de flexão e com o esforço normal resultantes da ação das sobrecargas e das forças de tração ou de frenagem, que atuam sobre o carril. O segundo motivo prende-se com o próprio funcionamento do tabuleiro, uma vez que os esforços de flexão nele introduzidos pela circulação ferroviária, provocam, no caso das vigas treliçadas, alongamentos ao nível da corda inferior, e no caso das vigas de alma cheia, encurtamentos ao nível da fibra superior, que afetam o esforço normal nos carris. O terceiro motivo relaciona-se com os esforços introduzidos nos carris pelos deslocamentos verticais e pelas rotações das vigas onde eles se apoiam. Dado que as secções instrumentadas se situam na transição entre tramos, o facto de um tramo poder estar carregado e o outro não, também afeta o estado de tensão no carril.

Os ensaios realizados para avaliação das variações de tensão nos carris, devidas à circulação ferroviária tiveram duração inferior a dez minutos. Como cargas de ensaio utilizaram-se vagões HL6 (Figura 30), e ainda locomotivas GT 26-GM (Figura 29).

Para cada uma das secções instrumentadas, calcularam-se, a partir das extensões medidas, os valores das variações da tensão uniforme nos carris e as variações de tensão ao nível das fibras extremas dos carris devidas à circulação ferroviária.

Relembra-se que as secções S1 a S4 estão localizadas sobre os pilares, na transição entre tramos, que a subsecção E2 se situa na junta entre tramos e que as subsecções E1 e E3 se situam, respetivamente, do lado de Sena e de Mutarara, existindo um vão, entre travessas, de intervalo para a subsecção E2 (Figura 41).

Na análise dos valores apresentados deve ainda ter-se em consideração as condições de apoio dos tramos nos pilares, designadamente o facto dos aparelhos de apoio serem fixos do lado de Sena e móveis do lado de Mutarara.

Apresentou-se anteriormente na Figura 31, para a zona constituída por tramos de 80 m, da Ponte Dona Ana, um diagrama de cálculo da variação da tensão uniforme no carril devida à flexão, quando se aplica uma sobrecarga ferroviária aos três tramos centrais e um esforço de frenagem.

Foi também anteriormente apresentado na Figura 32 apresenta-se o diagrama de esforço axial, para uma variação de temperatura de +35 °C.

Nos casos em que existem tramos contíguos carregados os efeitos sobrepõem-se, pelo que as compressões geradas do lado do apoio móvel fazem diminuir as trações geradas do lado do apoio fixo. Por este motivo os carris são mais solicitados na zona de transição entre tramos, nos instantes da entrada ou da saída do comboio.

Apresentam-se na Figura 45 as variações de tensão uniforme devidas à circulação ferroviária nas subsecções E1 a E3 da secção S3.

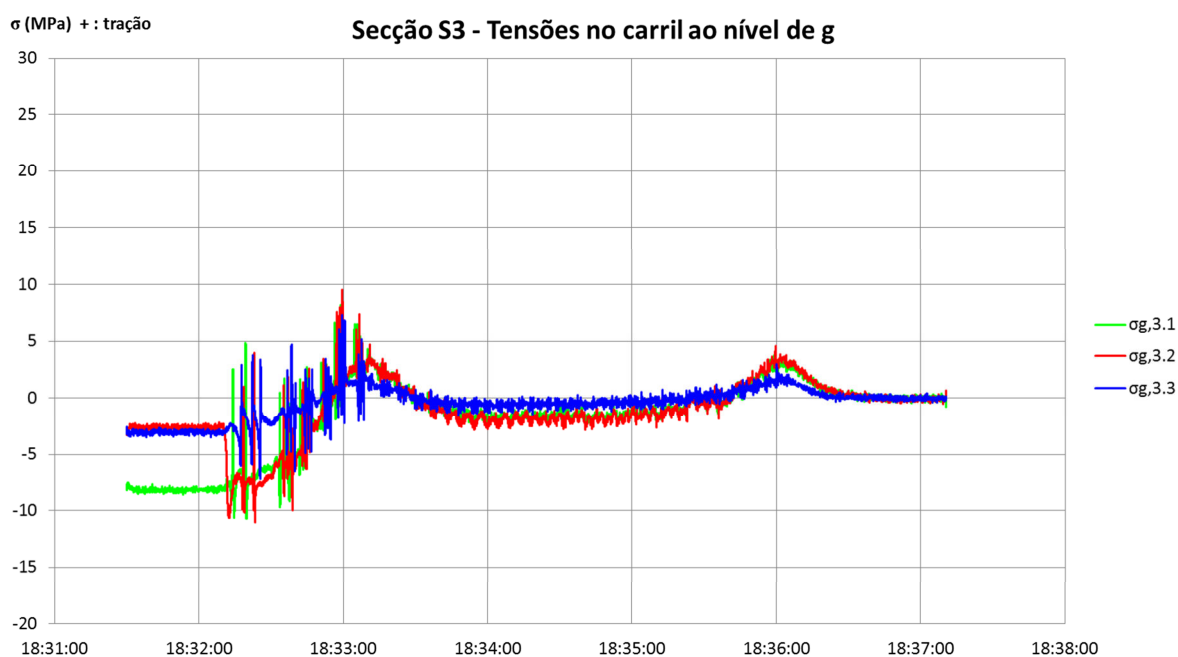


Fig. 45 - Secção S3: variação da tensão uniforme nos carris

Neste ensaio o comboio circulava vazio de Sena para Mutarara, tendo-se iniciado o ensaio com o eixo dianteiro da locomotiva posicionado sobre a subsecção E2.

Os diagramas apresentados na Figura 45 refletem as compressões nos carris decorrentes do facto de, inicialmente, apenas se encontrarem carregados os tramos do lado de Sena. Nesse instante observa-se uma diferença nos valores das tensões de compressão na subsecção E1 (8 MPa), em relação às restantes (-3 MPa). No entanto, logo após o arranque as tensões na subsecção E2 passam a ser idênticas às que se verificam na subsecção E1, tal como seria esperado, pelo facto das fixações serem todas permissivas nessa zona.

As trações máximas registadas após a saída do comboio são idênticas nas subsecções E1 e E2 (4 MPa) e têm um valor inferior na subsecção E3 (2 MPa).

Enquanto o comboio ocupou os tramos contíguos à secção S3 verifica-se que a tensão uniforme no carril foi sensivelmente constante e próxima de -2 MPa, devido à sobreposição de efeitos. O valor absoluto desta tensão é inferior ao que se verificava nos ensaios das secções S1 e S2, porque os vagões se encontravam descarregados.

Na Figura 46 e na Figura 47 apresentam-se as variações de tensão nas fibras extremas devidas à circulação ferroviária na subsecção E2 da secção S3, para a totalidade do intervalo de tempo em que decorreu o ensaio

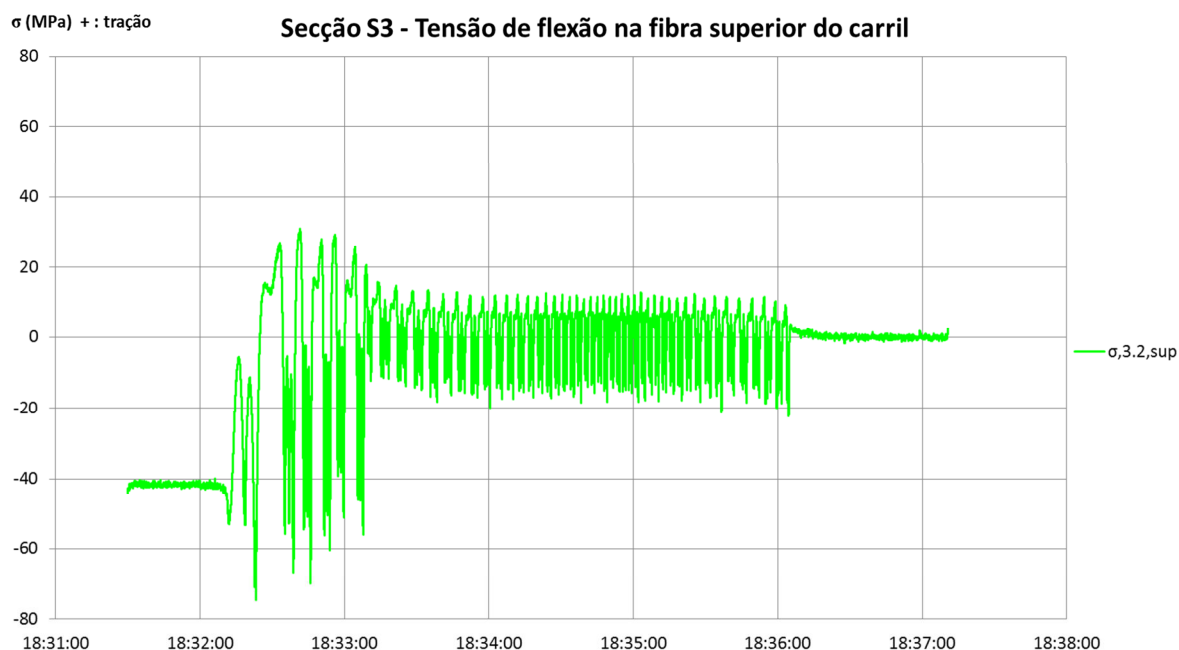


Fig. 46 - Secção S3/E2: variação da tensão de flexão na fibra superior

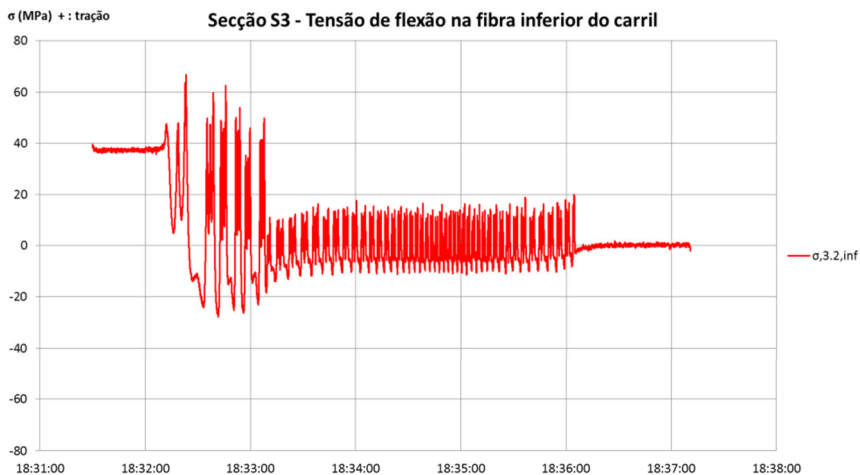


Fig. 47 - Secção S3/E2: variação da tensão de flexão na fibra inferior

Nas figuras 48 e 49 pode ver-se a variação de tensão na fase de arranque do comboio, que permite observar, com detalhe, o efeito do peso da primeira locomotiva.

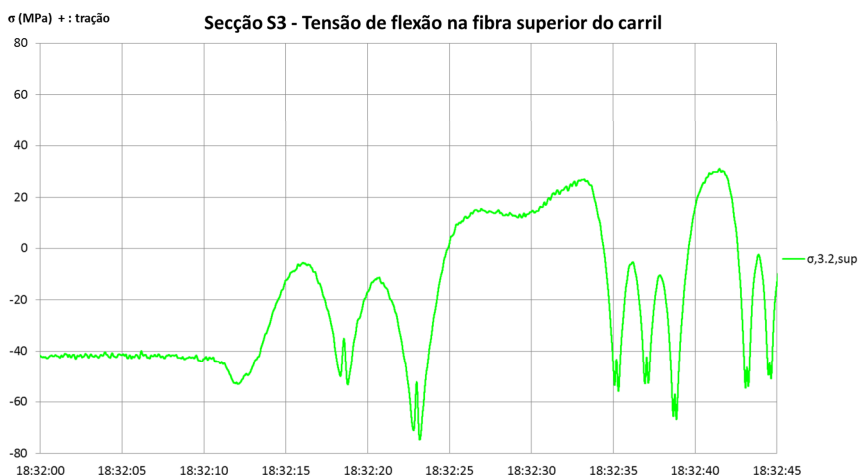


Fig. 48 - Secção S3/E2: variação da tensão de flexão na fibra superior durante o arranque do comboio

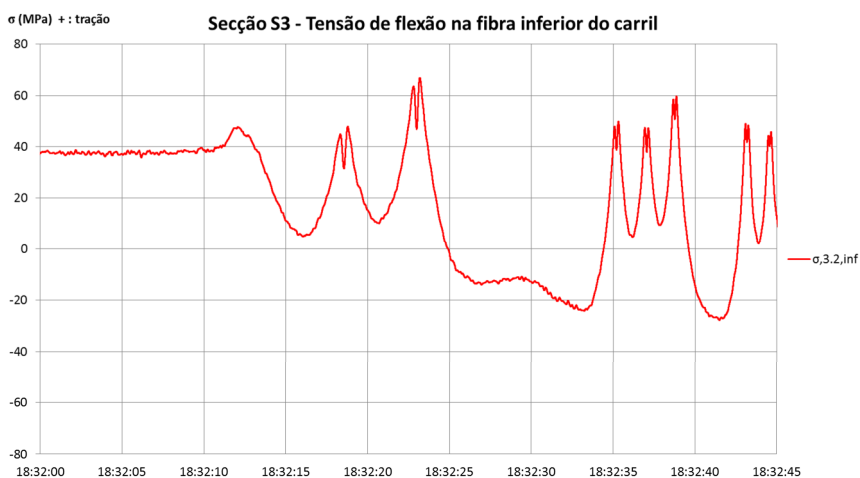


Fig. 49 - Secção S3/E2: variação da tensão de flexão na fibra inferior durante o arranque do comboio

Na Figura 50 e na Figura 51 apresenta-se apenas a fase da saída do comboio, para evidenciar o efeito do peso de um par de vagões descarregados.

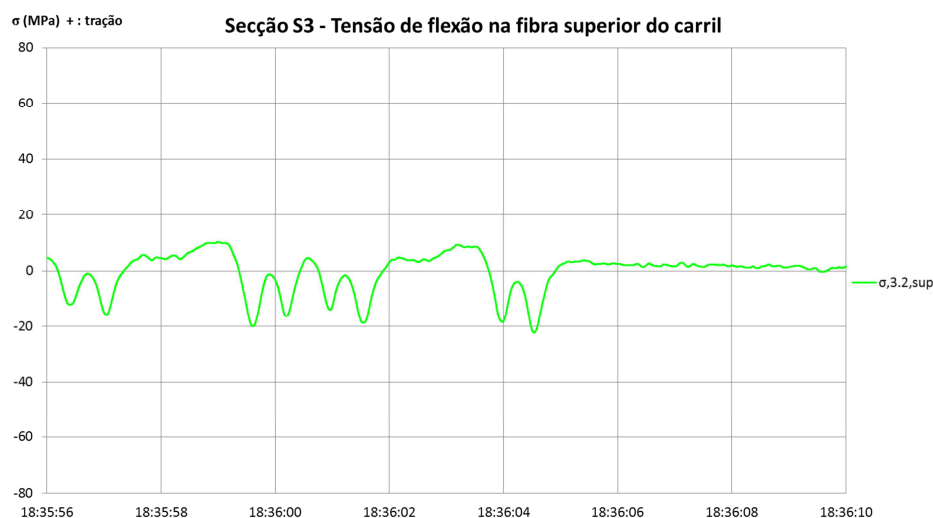


Fig. 50 - Secção S3/E2: variação da tensão de flexão na fibra superior durante a saída do comboio

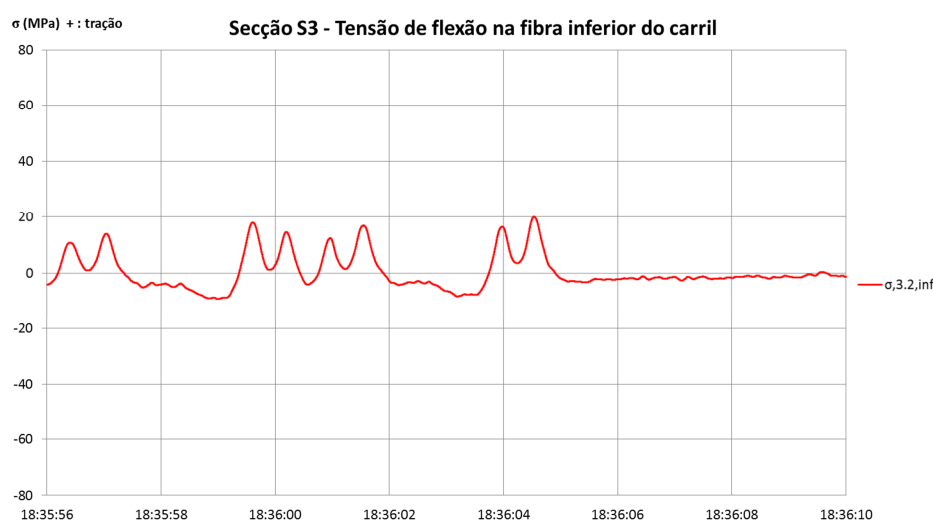


Fig. 51 - Secção S3/E2: variação da tensão de flexão na fibra inferior durante a saída do comboio

Na subsecção E2 da secção S3, durante a passagem do comboio a tensão na fibra superior variou entre 31 e -73 MPa e na fibra inferior entre 65 e -27 MPa. Esta variação engloba a flexão do carril, entre travessas, devido à sobrecarga ferroviária e também a flexão do carril devido à deformação do tramo.

Retirando o efeito da deformação do próprio tabuleiro no carril, verificou-se que, para a passagem da locomotiva, a compressão máxima registada na fibra superior foi de -80 MPa e a tração máxima registada na fibra inferior foi de 77 MPa, enquanto para a passagem do vagão HL6 vazio, a compressão máxima registada na fibra superior foi de -23 MPa e a tração máxima registada na fibra inferior foi de 21 MPa.

9.4 Resumo dos resultados obtidos nos ensaios com circulação ferroviária

Apresenta-se na Tabela 5 um resumo dos resultados obtidos para a variação da tensão uniforme nos carris, devida à circulação ferroviária. Neste quadro apresentam-se as tensões de tração e compressão máximas registadas.

Tabela 5 - Variação de tensão uniforme nos carris devido à circulação ferroviária (Silveira, *et al.*, 2015)

Secção	Tração máxima (MPa)	Compressão máxima (MPa)
S1	17	-10
S2	14	-12
S3	4	-8
S4	2	-12

NOTA: Trações (+)

Os valores máximos encontrados para as secções instrumentadas foram de 17 MPa em tração e de -12 MPa em compressão. Note-se que estes valores ocorrem na entrada e na saída do comboio, nos tramos contíguos às secções instrumentadas.

Na Tabela 6 apresentam-se as envolventes das tensões registadas nas fibras superior e inferior da subsecção E2 das diversas secções. Estas tensões incluem os efeitos devidos à flexão do carril, entre travessas, e à sua interação com a estrutura.

Tabela 6 - Variação de tensão de flexão nos carris devido à circulação ferroviária

Secção	Fibra superior		Fibra inferior	
	Tração máxima (MPa)	Compressão máxima (MPa)	Tração máxima (MPa)	Compressão máxima (MPa)
S1	53	-23	20	-44
S2	55	-23	23	-50
S3	31	-73	65	-27
S4	46	-25	21	-40

NOTA: Trações (+)

Verificou-se que a interação entre a via e a estrutura, na envolvente das secções S1 e S2, é bastante superior à que ocorre na envolvente das secções S3 e S4, o que se deve ao modo como a parcela da tensão, devida à interação entre a via e a estrutura, varia ao longo do ensaio. Esta situação resulta do facto dos ensaios das secções S1 e S2 terem sido efetuados com os vagões carregados (20,5 tf/eixo), enquanto os ensaios das secções S3 e S4 terem sido realizados com os vagões vazios (4,75 tf/eixo).

A título de exemplo, representa-se na Figura 52 a verde escuro, a parcela da tensão (σ_{int}) devida à interação entre a via e a estrutura, para a fibra superior da subsecção E2 da secção S2.

Verifica-se que os valores obtidos para as variações de tensão de flexão devidas às sobrecargas ferroviárias são idênticas às obtidas através do modelo numérico desenvolvido no LNEC (-56 MPa; 50 MPa).

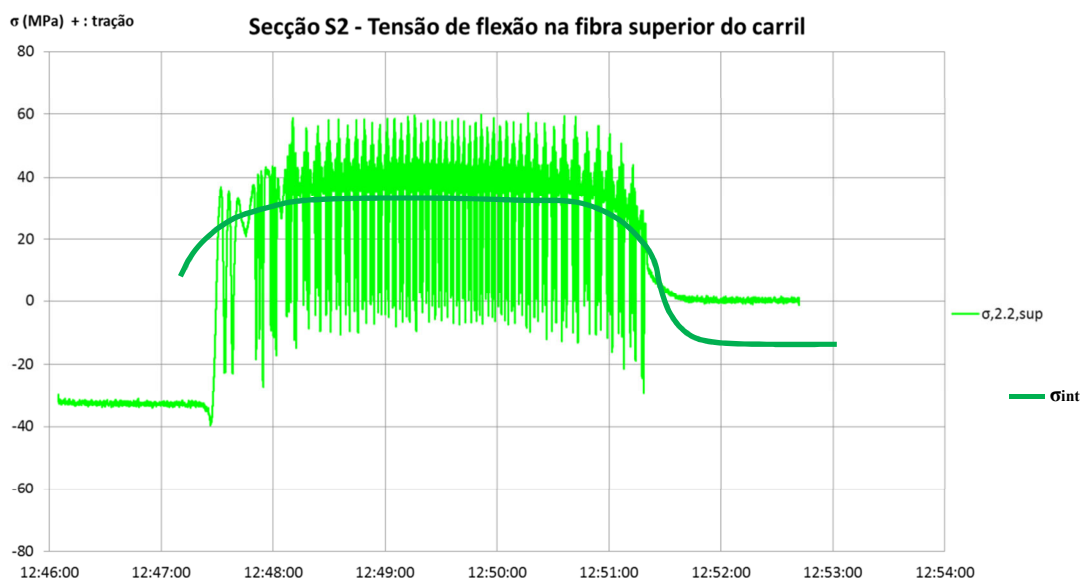


Fig. 52 - Ilustração da decomposição da variação da tensão de flexão

10. APRECIACÃO DOS RESULTADOS

Na regulamentação (EN1991-2, 2003; UIC CODE 774-2, 2001) são estabelecidos limites para os acréscimos de tensão devidos aos fenómenos de interação via-estrutura. No caso da ponte Dona Ana, conforme definido no relatório relativo à primeira fase deste estudo, em que se analisou a interação entre a via e a estrutura, com vista à definição de disposições específicas para o armamento de via (Oliveira e Silveira, 2014), os limites são os seguintes:

- Acréscimo de tensão de compressão no carril de 92 MPa;
- Acréscimo de tensão de tração no carril de 92 MPa (ve Figura 26).

Na Figura 26, ilustra-se o modo como é estabelecido o limite definido. Considerando que a tensão máxima admissível para o aço dos carris é igual a 470 MPa, o que corresponde a 90% da sua tensão de cedência (525MPa), constata-se que a tensão de tração disponível para os efeitos decorrentes da interação via-estrutura é igual a 112 MPa. No entanto, segundo Delgado (2013) e Simões (2006), este valor não é consensual, sendo usualmente definido nas diversas regulamentações (EN1991-2, 2003; UIC CODE 774-2, 2001) o valor máximo de 92 MPa.

Na análise da estabilidade dos carris deve ter-se em consideração que a variação de tensão admissível devida às sobrecargas ferroviárias, às variações de temperatura e à sua interação com a estrutura não deve ultrapassar 390 MPa. Este valor corresponde à diferença entre a tensão admissível (470 MPa) e a tensão residual (80 MPa) resultante do processo de laminagem.

O caso mais desfavorável situa-se na secção S3, para a qual se obtiveram as seguintes variações de tensão:

- Sobrecargas ferroviárias:
 - Flexão: -73 MPa e 65 MPa;
 - Interação via/estrutura: -8 MPa e 4 MPa;

- Variação de temperatura:
 - Tensão uniforme no carril para $\Delta t = 20 \text{ }^\circ\text{C}$: $\pm 90 \text{ MPa}$;
 - Tensão uniforme no carril estimada para $\Delta t = 50 \text{ }^\circ\text{C}$: $\pm 225 \text{ MPa}$;

A partir destes valores verifica-se que as tensões máximas a que o carril seria sujeito nas secções instrumentadas, se se verificar uma variação de temperatura de $\pm 50 \text{ }^\circ\text{C}$, relativamente à temperatura de fecho, são -306 MPa de compressão e 294 MPa de tração.

11. CONCLUSÕES

Os efeitos decorrentes da interação via/estrutura são difíceis de quantificar dada a complexidade de modelar rigorosamente o conjunto via/estrutura, uma vez que está em jogo um elevado número de fatores que nem sempre são suscetíveis de ser avaliados com rigor. Os ensaios para avaliação das variações de tensão nos carris devidas à circulação ferroviária e às ações térmicas ambientais têm implicitamente em consideração a interação entre a via e a estrutura.

Os ensaios realizados na ponte permitiram, não só comprovar as hipóteses admitidas na modelação numérica utilizada, mas também verificar experimentalmente a adequabilidade da solução adotada.

Verificou-se, para a solução construída, que a variação da tensão uniforme nos carris se encontra bem correlacionada com a variação de temperatura dos carris e não com a variação de temperatura do tabuleiro, o que indicia que, de um modo geral as variações de tensão nos carris não se devem às variações de comprimento do tabuleiro, de origem térmica. Este facto confirma que o sistema adotado para o armamento de via é eficaz para isolar os carris do efeito das variações de comprimento do tabuleiro.

Para além de uma escolha criteriosa da distribuição das fixações permissivas e não permissivas ao longo da ponte, também as soluções construtivas adotadas, designadamente a utilização de palmilhas de elastómero sob as travessas, o esquema concebido para fixação das travessas às longarinas e a adoção de pequenos intervalos entre as travessas e os cutelos de fixação, contribuíram para a eficácia da solução adotada.

Tendo em consideração os valores obtidos nos ensaios realizados conclui-se que as tensões a que os carris da Ponte de Dona Ana estão sujeitos não ultrapassam o valor limite definido de 390 MPa .

Os resultados obtidos a partir nos ensaios realizados na ponte, juntamente com o facto de não terem sido observadas anomalias decorrentes de um funcionamento deficiente do conjunto via/estrutura, permite concluir que a solução adotada para o armamento de via poderá garantir o seu bom desempenho ao longo da vida útil da obra-de-arte, diminuindo os custos com a sua manutenção uma vez que evita a utilização de aparelhos de dilatação de via.

Deve finalmente salientar-se que este estudo permitiu verificar que a solução inovadora de barra longa soldada adotada para o armamento de via garante o seu bom desempenho, para além de diminuir os custos relacionados com a manutenção, uma vez que, não só evita a utilização de aparelhos de dilatação de via, como também resolve os problemas de estabilidade que existiam na anterior solução de via com juntas.

REFERÊNCIAS

- [1]-Appleton, J. Estruturas de Betão, Volume 1, 1ª Edição, Edições Orion, 2013.
- [2]-Coelho, L. Blocos Técnicos em Infra-Estruturas Ferroviárias, Comportamento e Práticas Nacionais e Internacionais, Tese de Mestrado, IST, 2008.
- [3]-Casal, H. Comportamento Dinâmico de Pontes Ferroviárias de Alta Velocidade com Via Não Balastrada, Dissertação de Mestrado, IST, 2010.
- [4]-Delgado, J. Interação Via - Ponte em Linhas Ferroviárias, Tese de Doutoramento, FEUP, 2013.
- [5]-EN 13146-1 - Railway applications. Track. Test methods for fastening systems. Determination of longitudinal rail restraint, Comité Europeen de Normalisation (CEN), 2012.
- [6]-EN 13146-7 - Railway applications. Track. Test methods for fastening systems. Determination of clamping force, Comité Europeen de Normalisation (CEN), 2012.
- [7]-EN 13481-2 - Railway applications - Track - Performance requirements for fastening systems - Part 2: Fastening Systems for concrete sleepers, Comité Europeen de Normalisation (CEN), 2002.
- [8]-EN 1991-2 - Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges, Comité Europeen de Normalisation (CEN), 2003.
- [9]-Freudenstein, S. Ensaio de sistema de fixação de carris KS em conformidade com DIN EN 13481-8, Relatório N.º 2695, Universidade Técnica de Munique, 2010.
- [10]-González, P. *et.al.* Alta Velocidad: El Fenómeno de Interacción Vía-Tablero en Puentes, Revista de Obras Públicas/Febrero 2002/N.º 3.418.
- [11]-Oliveira, P., Silveira, P. - Ponte De Dona Ana - Interação entre a via e a estrutura, Relatório 286/2014-NOE, LNEC, 2014.
- [12]-Oliveira, A. Xu, M. Silveira, P. - Levantamento Geométrico e Modelação Estrutural da Ponte de Dona Ana, sobre o Rio Zambeze, em Moçambique, Relatório 123/2012-NOE, LNEC, 2012.
- [13]-Oliveira, P., Pipa, M., Silveira, P. - Ensaios de retenção longitudinal para o armamento de via e os carris da Ponte de Dona, Relatório nº285/2014-NOE, LNEC, 2014.
- [14]-Silveira, P., Oliveira, A., Coelho, T., Xu, M. - Estudo sobre as condições de serviço da ponte ferroviária de D. Ana, sobre o rio Zambeze, em Moçambique, Relatório 143/2012-NOE, LNEC, 2012.
- [15]-Simões, R. Interação Via - Ponte em Linhas Ferroviárias de Alta Velocidade, Tese de Mestrado, FEUP, 2006.
- [16]-UIC CODE 774-3 - Track/bridge Interaction - Recommendations for calculations, 2nd edition, 2001.