

Pontes ferroviárias metálicas existentes – Caracterização dos materiais e avaliação da fadiga

Railway metallic bridges portfolio – Material properties and fatigue assessment

Hugo de Vasconcellos Corrêa Patrício

Resumo

Na última década as políticas de investimento em infraestruturas, têm privilegiado as acções de reabilitação em detrimento das acções de renovação, prolongando a vida em serviço de activos para além do que seria expectável.

Em teoria, o prolongamento da vida útil destas pontes metálicas é limitado pelo fenómeno da fadiga que está intrinsecamente associado ao histórico de carregamentos a que as estruturas estão sujeitas.

A homogeneidade do histórico de carregamentos das pontes pertencentes ao mesmo corredor, levanta questões do ponto de vista económico, dada a probabilidade do portefólio esgotar a vida útil em simultâneo, dando origem a necessidades de investimento imediato, que podem ser difíceis de obter.

Esta comunicação tem como objectivo caracterizar as pontes metálicas da rede ferroviária e propor uma metodologia de avaliação do problema da fadiga nas pontes metálicas existentes baseado no relatório técnico "*Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life*".

Palavras-chave: Pontes metálicas ferroviárias / Avaliação fadiga

Abstract

In the last decade infrastructure investment policies have focused on rehabilitation actions to the detriment of renovation actions, extending the service life of assets beyond what was expected.

In theory, the service life of these metal bridges is limited by fatigue which is inherently associated with the structural load cycles.

The similarity of structural loading history for bridges belonging to the same corridor, must be considered from the economic point of view, given the probability of the portfolio reaching its service life simultaneously, raising immediate investment needs that may be difficult to obtain.

The purpose of this communication is to characterize railway network metallic bridges portfolio and to propose a methodology for fatigue assessment based on the technical report "*Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life*".

Keywords: Metallic railway bridges / Fatigue assessment

Hugo de Vasconcellos Corrêa Patrício

Engenheiro Civil
Infraestruturas de Portugal, S.A.
Asset Management – Risco da Infraestrutura
hugo.patricio@infraestruturasdeportugal.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

PATRÍCIO, Hugo – Pontes ferroviárias metálicas existentes – Caracterização dos materiais e avaliação da fadiga **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 6. ISSN 2183-8488. (março 2018) 113-124.

1 Introdução

1.1 As pontes metálicas da rede ferroviária portuguesa

Das cerca de 2500 pontes da rede ferroviária nacional, cerca de 23% são metálicas, tendo a sua maioria mais de 60 anos de vida (a Linha da Beira Alta foi integralmente renovada na década de 50 do séc. XX) e um número significativo de pontes mais de 100 anos.

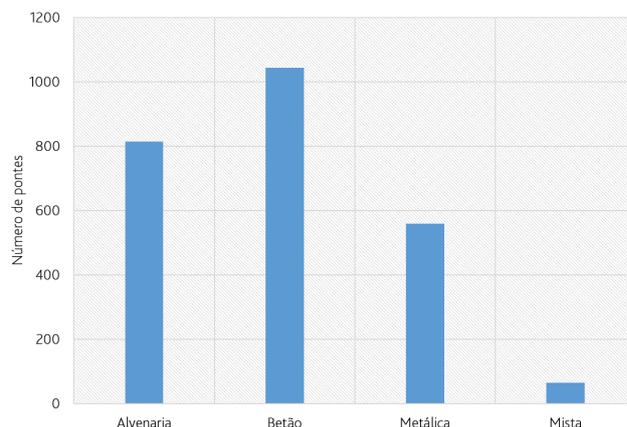


Figura 1 Ponte de Murça, Linha do Douro, construída em 1887

Estas pontes pertencem a um grupo de estruturas que se pode considerar heterogéneo, uma vez que a sua utilização permanece desde o final do séc XIX, sendo evidente o reflexo da evolução das técnicas de produção dos materiais, técnicas de concepção e projeto e ainda as técnicas de execução.

Existem pontes metálicas:

- Com múltiplos tramos, contínuos ou simplesmente apoiados;
- Com comprimentos totais de 500 m e pontes com vão inferior a 10 m;
- Cujos elementos são compostos pela junção de chapas e cantoneiras;
- Onde são utilizados elementos laminados, pontes rebitadas, aparafusadas e soldadas;

- Onde o material estrutural base é o ferro pudlado ou o aço macio nas suas diversas formas (ver capítulo 2 – Caracterização dos materiais) embora possam ter sido reforçadas ou reabilitadas com materiais de qualidade diferente.



Figura 2 Ponte de Portimão, Linha do Algarve, construída em 1919



Figura 3 PI de Santa Comba Dão, Linha da Beira Alta, renovada em 1950

2 Caracterização dos materiais

O desenvolvimento dos processos de fabrico de materiais ferrosos associado ao desenvolvimento industrial levaram à grande utilização destes materiais metálicos aplicados à construção.

A partir de meados do séc. XVIII até meados do séc. XIX (1750 a 1850) o ferro fundido e ferro pudlado eram os principais materiais ferrosos utilizados na construção de infraestruturas de transportes.

A partir do séc. XIX o aço (liga ferro-carbono) começou a substituir gradualmente o ferro, devido às suas características mecânicas superiores.

Em Portugal, o primeiro troço de caminho de ferro, troço Santarém-Carregado, foi inaugurado em 1856 a meio do século XIX, pelo que a grande maioria das pontes foram construídas posteriormente.

A ponte mais antiga e que se encontra em exploração é a Ponte de Viana do Castelo, sobre o Rio Lima, construída em 1878. Embora a Ponte Maria Pia seja mais antiga, 1877, já não se encontra com exploração ferroviária.

A história da construção do caminho de ferro em Portugal tem um grande desenvolvimento na transição do séc. XIX para o séc. XX, altura em que o uso dos aços macios começava a ultrapassar a utilização do ferro pudlado e do ferro forjado. De facto o aço macio apresentava-se como sendo um material com propriedades mais avançadas e interessantes do ponto de vista de segurança estrutural. De acordo com o "Regulamento para o projectos, provas e vigilância das pontes metálicas" de 1897, os materiais destinados à construção dos tabuleiros das pontes de caminho de ferro deveriam satisfazer os requisitos enunciados no Quadro I.

Quadro I Qualidade do ferro e do aço especificada pelo regulamento 1897 [1]

	Resistência mínima à rotura N/mm ²	Alongamento mínimo de rotura
Ferro laminado, no sentido da laminagem, e ferro forjado	340	13,0%
Ferro laminado, transversalmente	280	3,5%
Rebites de ferro	360	16,0%
Aço laminado (aço doce)	360	25,0%
Rebites de aço (aço extra-doce)	380	28,0%

Notas: O regulamento proíbe expressamente a utilização de aço quebradiço (aço duro).

Em 1929 foi publicado novo "Regulamento de pontes metálicas" que estipulava as características dos materiais e impunha uma tensão limite no dimensionamento dos elementos igual a 140 MPa.

Quadro II Características dos materiais especificados pelo regulamento de pontes metálicas de 1929 [2]

Aços	Limite mínimo aparente de elasticidade N/mm ²	Tração	
		Carga mínima de rotura N/mm ²	Alongamento mínimo (%)
Laminado	240	400	22
Para rebites	200	380	28
Forjado	330	550	20
Fundido	220	450	15

O "Regulamento de estruturas de aço para edifícios" de 1965 apenas admite o emprego de "aços com textura compacta e homogénea e não ter inclusões, fendas ou outros defeitos prejudiciais à sua utilização" [3].

Quadro III Especificação do aço a empregar em perfis e chapas pelo regulamento de estruturas de aço de 1965 [3]

tensão de cedência N/mm ²		Tensão de rotura N/mm ²		Extensão após rotura %	
t < 12 mm	t ≥ 12mm	Min.	Máx.	Prov. s curtos	Prov. longos
240	220	370	450	25%	22%

O regulamento de 1965 estabelece ainda as características dos elementos de ligação, sejam eles os rebites (norma NP-191 ainda em vigor), os parafusos e os metais de adição para soldaduras.

Apesar de o Eurocódigo 3 não ter revogado o regulamento de 1965, a sua utilização tem sido largamente adotada constituindo-se como a referência no dimensionamento das novas estruturas metálicas em Portugal desde o início do séc. XXI.

Quadro IV Extrato das características dos aços especificadas pelo Eurocódigo 3 [7]

Norma e classe de aço	Espessura nominal t do componente da secção [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _y [N/mm ²]	f _u [N/mm ²]	f _y [N/mm ²]	f _u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	490	335	470
S 450	440	550	410	550

É de referir que apesar de se ter verificado uma rápida evolução dos aços nas primeiras décadas do século XX, a qualidade dos aços durante as fases da I Grande Guerra (1914-1918), Grande Depressão (1929-1939) e II Guerra Mundial (1939-1945) pode ser especialmente baixa devido à escassez das ligas e porque o processo de produção dos aços deveria ser rápido. A avaliação de uma estrutura construída durante estes períodos deverá incluir a realização de ensaios de caracterização dos materiais.

Foram habitualmente empregues os seguintes materiais, cujas propriedades e caracterização se indicam nos pontos seguintes:

- Ferro fundido
- Ferro pudlado
- Aço macio (séc. XIX)
- Aço macio (séc. XX)

Entre as décadas de 50 e 80 do séc. XX, foram executadas campanhas de caracterização dos materiais empregues nas pontes metálicas ferroviárias. Foram realizados ensaios de tração em provetes bem como ensaios de caracterização da composição química.

Quadro V Resumo dos valores dos provetes ensaiados na rede portuguesa [12]

Características mecânicas		Intervalo do ano de construção			
		≤ 1897	[1897; 1929]	[1929; 965]	> 1965
Tensão de cedência T _{ced} N/mm ²	Num. Ensaios	154	161	22	2
	Valor médio	270	270	280	290
	Desvio Padrão	20	30	30	10
Tensão de rotura T _{rot} N/mm ²	Num. Ensaios	175	167	24	2
	Valor médio	360	380	390	370
	Desvio Padrão	40	40	30	60
Extensão na rotura %	Num. Ensaios	122	118	18	2
	Valor médio	130	240	280	220
	Desvio Padrão	80	90	70	80
Módulo de elasticidade E N/mm ²	Num. Ensaios	67	80	11	–
	Valor médio	187070	191720	203220	–
	Desvio Padrão	20780	16500	7390	–
Resiliência + 20 °C (J)	Valor médio	27	22	0	–
Resiliência – 10 °C (J)	Valor médio	–	10	–	–

2.1 Ferro fundido

O ferro fundido (*cast iron*) é uma liga ferro-carbono com mais de 1,7% de carbono e outros elementos tais como silício (Si), enxofre (S), manganês (Mn) e fósforo (P).

Quadro VI Composição química – valores indicativos de referência [4]

C %	Mn %	Si %	S %	P %
2,0-4,0	0,2-1,2	0,3-3,0	< 1,2	< 1,0

São materiais de rotura frágil, com muito pouca ductilidade. A resistência à compressão é, em ordem de grandeza, 3 vezes superior à resistência à tração, facto este que leva a que seja sobretudo aplicado a elementos sujeitos à compressão.

São exemplos de aplicação deste material os aparelhos de apoio da generalidade das pontes metálicas da rede ferroviária.

Quadro VII Valores prováveis de ferros fundidos fabricados até início do séc. XIX [5]

Resistência compressão N/mm ²	Resistência tração N/mm ²
320-780	80-180

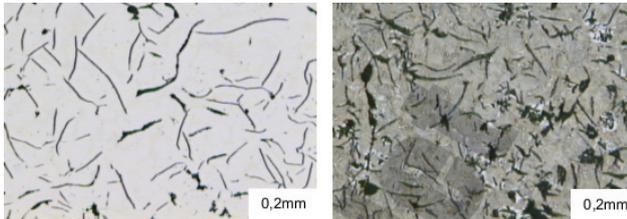


Figura 4 Microestrutura de um ferro fundido com grafite (carbono) lamelado e ferro fundido cinzento [6]

2.2 Ferro pudlado

O ferro pudlado (*wrought iron*) tem normalmente menos de 0,08% de carbono e 1 a 3% de inclusões ou escória na matriz ferrítica.

Quadro VIII Composição química – valores indicativos de referência [4]

C %	Mn %	Si %	S %	P %
< 0,08	< 0,4	–	< 0,04	< 0,6

As inclusões estão distribuídas e alongadas na direção da laminagem, sendo responsáveis pelo comportamento anisotrópico deste

material. De facto a resistência na direção de laminagem é superior à resistência na direção ortogonal [6].

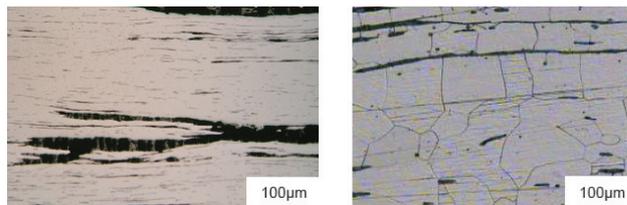


Figura 5 Microestrutura típica do ferro pudlado [6]

São exemplos de pontes construídas com este material as pontes:

- sobre o rio Lima, na linha do Minho, construída em 1876
- sobre o Zêzere na linha da Beira Baixa, construída em 1890
- da Gricha e Gonçalo Joanes na linha do Douro, construídas em 1887

A utilização de processos de soldadura nestes materiais deve ser efetuada com a maior reserva e depois de se efetuarem testes de compatibilidade.

Quadro IX Valores prováveis das características mecânicas [5]

Tensão de cedência N/mm ²	Tensão última tração N/mm ²	Alongamento %	Modulo de elasticidade kN/mm ²
239	344	15	170-190

Contrastando com as fracas características mecânicas destes materiais está a sua boa resistência contra a corrosão, sendo um dos motivos pelos quais ainda perduram estruturas ao serviço com este material.



Figura 6 Ponte sobre o Rio Lima, construída em 1878, ainda está ao serviço

2.3 Aço macio

O aço é um material composto essencialmente por ferro e carbono (menos de 2%).

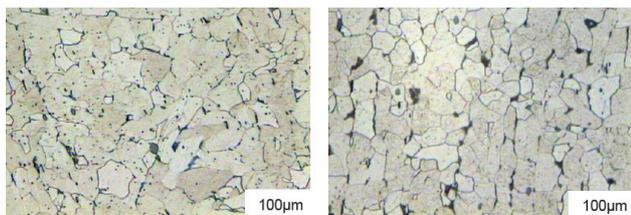


Figura 7 Microestrutura típica dos aços macios mais antigos [6]

A generalidade das pontes metálicas da rede ferroviária são constituídas por aço, embora com características mecânicas ligeiramente diferentes consoante a época de construção e o método utilizado.

Bessemer steel (a partir de 1860)

Percentagens de nitrogénio (N) elevadas e por isso sujeito a envelhecimento precoce, e concentrações de fósforo (P) muito altas quando comparado com os aços modernos.

Estes aços foram produzidos para aplicação em estruturas entre 1855 e 1900.

Thomas steel (a partir de 1880)

Percentagens de nitrogénio semelhantes ao processo de Bessemer mas com menos fósforo e enxofre (S).

Estes aços foram produzidos para aplicações estruturais entre 1879 e 1980.

Siemens-Martins steel (a partir de 1864)

Com poucas inclusões na matriz, baixos níveis de nitrogénio, mas com níveis de enxofre mais elevados.

Estes aços foram produzidos para aplicações estruturais entre 1865 e 1990.

Quadro X Composição química – valores indicativos [4]

	C %	Mn %	Si %	S %	P %
Aço Macio séc. XIX Bessemer	0,02-0,1	0,3-0,5	–	< 0,1	0,04-0,07
Aço Macio séc. XIX Thomas steel	0,02-0,1	0,3-0,5	–	< 0,1	0,04-0,12
Aço Macio séc. XIX Siemens-Martin	0,05-0,15	0,2-0,5	–	0,02-0,15	0,03-0,06
Aço Macio séc. XX	0,1-0,2	0,4-0,5	0,01	–	–

Ao contrário dos atuais aços, em que o processo de fabrico é normalizado, as propriedades dos primeiros aços dependiam do processo de fabrico, sendo possível encontrar aços com propriedades mecânicas diferentes.

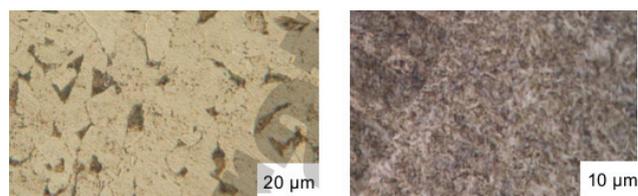


Figura 8 Exemplos de microestruturas de aços correntes [6]

Quadro XI Valores prováveis das características mecânicas

	Tensão cedência N/mm ²	Tensão última tracção N/mm ²	Along. %	Modulo de Elasticidade kN/mm ²
Aço macio séc.XIX [5]	226	399	40	210
Aços macios correntes [7]	235 – 460	360 - 550	> 15%	210

De acordo com o Relatório *Improved assessment methods for static and fatigue resistance of old steel railway bridges* [5], as propriedades dos aços macios antigos obedecem aos requisitos de um aço S235JR (de acordo com a EN 10025).

3 Fadiga

A fadiga corresponde a um estado limite do material metálico, a partir do qual este perde a capacidade de resistir às ações a que está sujeito, ainda que estas o sujeitem a um estado de tensão baixo, quando comparado com a sua tensão de cedência.

Trata-se de uma rotura frágil do material sem observação de deformação plástica do material.

Esta perda súbita de resistência é atribuída ao facto de o metal não ter um comportamento elástico linear ideal, sendo que em cada ciclo de carregamento e descarregamento, com ou sem alteração de sinal das tensões, se verifica a instalação de deformações que não são recuperadas na íntegra. Desta forma, ao longo da vida de serviço do material, este vai acumulando um “histórico” de deformações até se atingir a rotura.

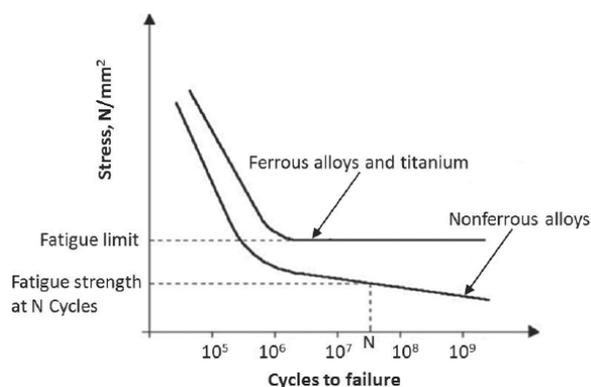


Figura 9 Estado limite de fadiga

Este dano acumulado origina a microfissuração e consequente propagação até o elemento estrutural perder completamente a sua capacidade resistente atingindo a rotura.

O regulamento de 1929 impunha que as secções fossem dimensionadas de modo a que a tensão máxima não ultrapassasse os 140 MPa. Este nível de tensão é cerca de 40% da tensão de cedência e cerca de 60% da tensão de rotura.

Não obstante este limite baixo de tensão, é expectável que um elemento rebitado, sujeito a um ciclo de tensão constante de 140 MPa, resista a 3×10^5 ciclos; no entanto, se admitirmos um ciclo de tensão menor, 80 MPa, a resistência à fadiga sobe para 14×10^5 ciclos

Nos materiais ferrosos e ligas, a resistência à fadiga é definida pelo **limite de fadiga**, correspondendo à tensão máxima que se pode aplicar num ciclo infinito de vezes sem se dar a rotura do material.

Note-se que os metais não ferrosos, por exemplo as ligas de alumínio, não têm limite de fadiga, pelo que a resistência destes materiais às tensões repetidas define-se pela **resistência de fadiga** que é a tensão máxima que pode ser aplicada repetidamente acima de um ciclo sem provocar a rotura.

No caso dos materiais ferrosos, o limite de fadiga quando sujeitos a tensões alternadas de flexão, é de cerca de 0,40 a 0,55 da tensão de rotura em tração.

Não obstante o facto de as pontes ferroviárias antigas terem sido construídas com ferro pudlado e aços macios antigos, de acordo com [4], diversos trabalhos de investigação desenvolvidos durante o séc. XX mostraram que a metodologia de avaliação das estruturas à fadiga usando as curvas S-N, assim como a mecânica da fratura são válidas.

3.1 Curvas S-N de resistência à fadiga

As fissuras provocadas pela fadiga localizam-se preferencialmente em locais onde:

- As tensões são mais elevadas ou em zonas onde existem concentrações de tensões, e.g. junto a cordões de soldadura defeituosos, junto a elementos de ligação rebitados/aparafusados, placas *gousset*, ou ainda em elementos deteriorados por fenómenos de corrosão.
- Em elementos sujeitos a ciclos de carga elevada completos (com ou sem inversão do sinal das tensões).



Figura 10 Ensaio de líquidos penetrantes numa placa de *gousset* para avaliação da extensão da fissura

Desta forma são estabelecidas curvas diferentes consoante a classe de detalhe ou pormenor construtivo em análise.

O Eurocódigo 3, parte 1-9 fornece um conjunto amplo de detalhes construtivos, indicando qual a categoria a que pertencem.

3.1.1 Ligações rebitadas

Para ligações rebitadas, deverá aplicar-se a categoria de detalhe 71, onde a tensão $\Delta\sigma$ deve ser calculada na secção útil (área bruta menos a área dos furos dos rebites) [4].

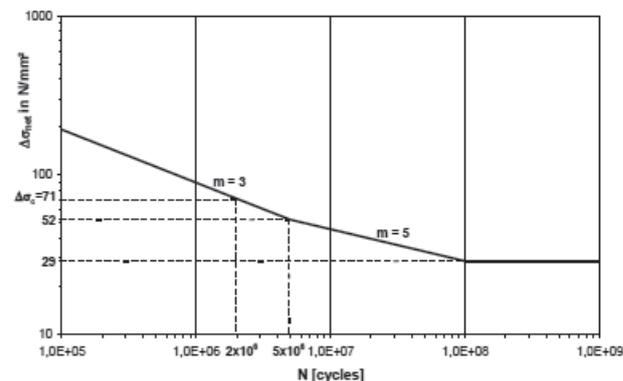


Figura 11 Curva S-N para avaliação de fadiga em pontes rebitadas existentes



Figura 12 Sequência da cravação de rebite nos trabalhos de reabilitação da ponte sobre o Rio Lima

3.1.2 Ligações soldadas ou aparafusadas

Para avaliação à fadiga de ligações soldadas ou aparafusadas, podem ser usadas as categorias de detalhe indicadas no Eurocódigo 3, parte 1-9.

As ligações soldadas devem possuir uma configuração próxima das atuais soldaduras efetuadas por arco elétrico, caso contrário deverão ser efetuados ensaios específicos de fadiga para caracterização das curvas a empregar.



Figura 13 Vista de pormenor em corte de ligações rebitadas defeituosas

4 Caracterização dos carregamentos

4.1 Introdução

A caracterização das cargas e do seu historial de aplicação é fundamental para efeitos de avaliação do dano acumulado e sua comparação com as curvas S-N de resistência à fadiga.

Na 1.ª fase da avaliação deverão ser usadas as cargas regulamentares (ver [9]), mais severas do que as cargas reais, para se efetuar a avaliação à fadiga.

Na 2.ª fase da avaliação, a um nível mais detalhado, é exigível uma consideração mais realista das cargas, da modelação da estrutura e da sua resposta.

Assim, poderão ser consideradas sobrecargas ferroviárias baseadas no material circulante da rede ferroviária nacional.

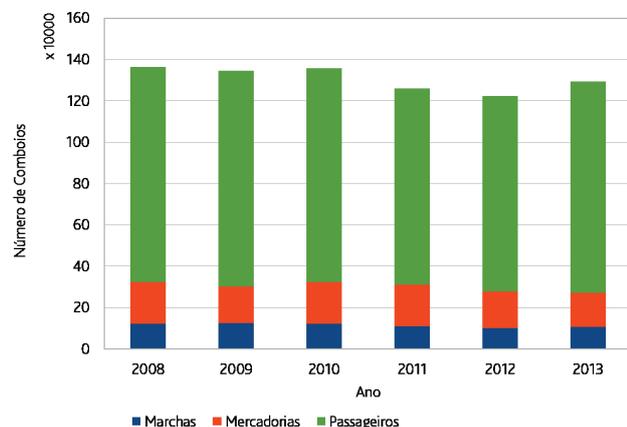


Figura 14 Volume geral de tráfego na rede ferroviária portuguesa nos últimos anos

Em termos de volume de tráfego, poderão ainda ser consultados os boletins estatísticos para se deduzirem volumes de tráfego mais

adequados à realidade da exploração. Contudo esta informação não se encontra facilmente acessível, sendo necessário recorrer aos arquivos e centros de documentação das empresas ferroviárias.

4.2 Sobrecargas ferroviárias regulamentares

O Eurocódigo 1, EN 1991-2 – *Traffic loads on bridges* [8] apresenta no seu anexo D as bases para a avaliação da fadiga em pontes ferroviárias, especificando os comboios tipo (12 comboios tipo) a considerar bem como as suas frequências de circulação, para tráfego ligeiro, pesado e misto.

$$\bar{I} Q = 6630 \text{ kN} \quad V = 200 \text{ km/h} \quad L = 262,10 \text{ m} \quad q = 25,3 \text{ kN/m'}$$

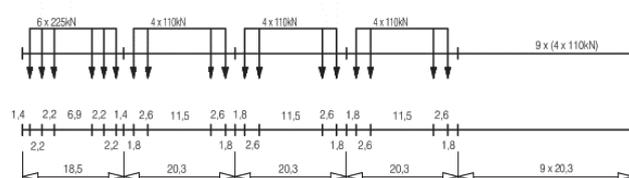


Figura 15 Comboio tipo 1 para avaliação da fadiga [8]

Quadro XII Volume de tráfego misto com cargas por eixo < 225 kN [8]

Tipo comboio	Frequência diária	Massa [T]	Volume de tráfego [10 ⁶ comb/ano]
1	12	663	2,90
2	12	530	2,32
3	5	940	1,72
4	5	510	0,93
5	7	2160	5,52
6	12	1431	6,27
7	8	1035	3,02
8	6	1035	2,27
			24,95

Também os diversos regulamentos nacionais estabeleceram comboios tipo diferentes.

Comboio tipo	Regulamento	Âmbito	Massa total kN	Notas
CT1897	1897	Geral	1 900	
CT1929-1	1929	Geral	4 000	
CT1929-2	1929	Vigas principais e tabuleiro	750	
CT1961	1961	Geral	33 250	
LM71	1983	Geral	Variável > 1000 kN	Modelo especificado pela UIC [9] e pelo Eurocódigo 1991 [8]

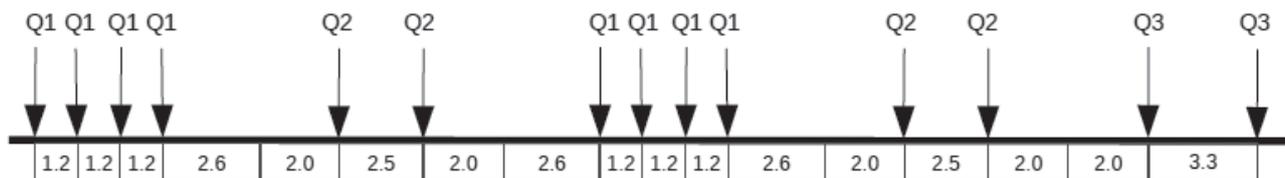


Figura 16 CT1897 Comboio Tipo, Regulamento de 1897 – $Q_1 = 150$ kN, $Q_2 = 130$ kN, $Q_3 = 90$ kN

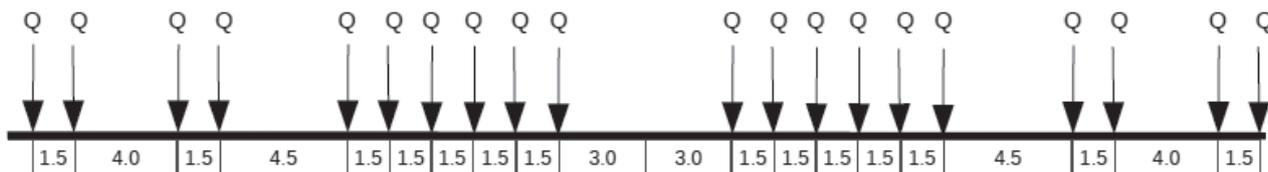


Figura 17 CT1929-1 Comboio Tipo, Regulamento de 1929 – $Q = 200$ kN

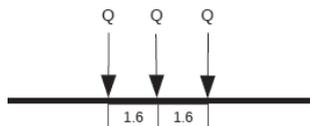


Figura 18 CT1929-2 Comboio Tipo 2, Regulamento de 1929 para vigas principais e tabuleiro – $Q = 250$ kN

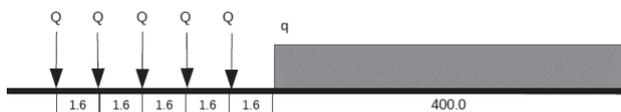


Figura 19 CT1961 – Comboio Tipo, Regulamento de 1961 – $Q = 250$ kN, $q = 80$ kN/m

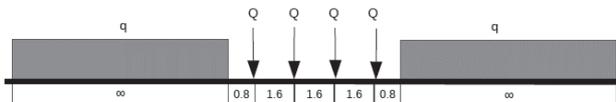


Figura 20 CT1983 – Comboio Tipo, Regulamento de 1983 – $Q = 250$ kN, $q = 80$ kN/m

4.3 Coeficientes dinâmicos

Na fase 1 do estudo os coeficiente dinâmicos são tidos em conta multiplicando as cargas estáticas pelos fatores indicados nos códigos, sempre superiores a 1,0.

Para a fase 2 de avaliação, procurar-se-á adotar valores mais consentâneos com a realidade de exploração do troço onde a estrutura se insere e tendo em conta o seu histórico.

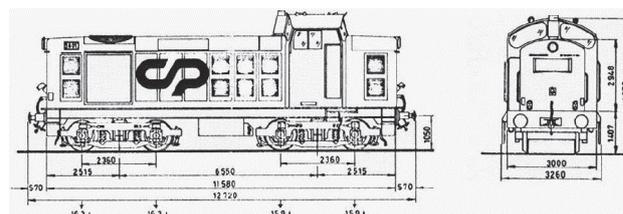


Figura 21 Locomotiva de tração diesel da série 1400 – $v_{\max} = 100$ km/h, massa = 64,4 ton. Entrada ao serviço 1967

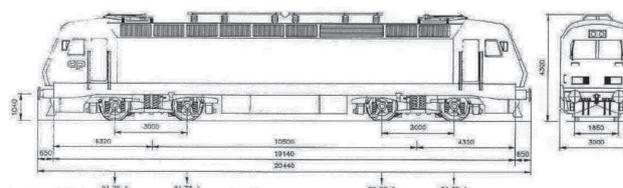


Figura 22 Locomotiva de tração elétrica da série 5600 – $v_{\max} = 220$ km/h, massa = 87 ton. Entrada ao serviço 1993

5 Metodologia para avaliação à fadiga

O procedimento de avaliação das pontes metálicas face à fadiga divide-se em 4 fases distintas [4]:

- Fase 1 Avaliação preliminar
- Fase 2 Investigação detalhada
- Fase 3 Investigação especializada
- Fase 4 Proposta de atuação

5.1 Fase 1: Avaliação preliminar

Nesta fase de estudo pretende-se eliminar as dúvidas existentes quanto à segurança da estrutura em análise em relação à fadiga.

Deverão ser usados métodos simplificados de análise e identificados os detalhes críticos da estrutura.

Para identificar os detalhes críticos da estrutura é necessário um estudo exaustivo da documentação existente incluindo os relatórios das inspeções visuais.

Deverá ser verificada a concordância entre os elementos de projeto e os pormenores construtivos aplicados.

Assim sendo, deverão ser verificados os seguintes itens:

- 1) Conformidade das peças de projeto com os pormenores construtivos aplicados;
- 2) Análise de eventuais modificações estruturais de reforço ou reabilitação que possam ter sido executadas;
- 3) Existência de sinais visíveis de degradação tais como corrosão, danos devido a embates, fissuras ou rebites leves.

Nesta fase de estudo a avaliação deverá ser conduzida como se se tratasse da avaliação de uma estrutura nova, usando as recomendações e métodos dos atuais códigos e assumindo hipóteses conservativas quando a informação é inexistente ou de origem não fidedigna.

O estado limite de fadiga é verificado quando a expressão seguinte [10] apresentar $\mu \geq 1$ (o eurocódigo 3 faz a avaliação de forma inversa para $\mu \leq 1$):

$$\mu_{fad} = \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{ff} \cdot \gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_{E,2}}$$

onde:

μ_{fad} fator de segurança à fadiga. Quando >1 a segurança é verificada;

γ_{ff} coeficiente parcial para o intervalo de tensões de amplitude constante equivalente;

$\Delta\sigma_{E,2}$ intervalo de tensões, de amplitude constante equivalente, relativo a 2×10^6 ciclos;

$\Delta\sigma_c$ valor de referência da resistência à fadiga a $N_c = 2 \times 10^6$ de ciclos;

γ_{Mf} coeficiente parcial para a resistência à fadiga D .

Nos casos em que $\mu_{fad} \geq 1$ o elemento em estudo verifica a segurança em termos de resistência à fadiga. Para os elementos em que $\mu_{fad} < 1$, a avaliação em relação à fadiga deverá ter continuidade na fase 2.

Este método de análise permite retirar do estudo as seguintes conclusões:

- identificação dos elementos críticos;
- uma estimativa da vida útil remanescente;
- planeamento das ações corretivas subsequentes.

Estas conclusões deverão constar de um relatório fundamentado que apoie a tomada de decisões.

5.2 Fase 2: Investigação detalhada

O objetivo desta fase é o de atualizar a informação obtida na fase 1 através da realização de análises mais refinadas apenas para os elementos estruturais em que não se verificou um nível de segurança adequado empregando a metodologia da fase 1.

O cálculo da vida útil remanescente é habitualmente feito com recurso ao método do dano acumulado, também conhecido como método de Palmgren-Miner.

Esta fase é composta pelos seguintes passos:

- **Atualização dos valores das cargas.** Este é o fator de maior incerteza comparado com os restantes parâmetros e deverá ser realizado logo na fase inicial do estudo. Em vez da atualização dos modelos de cargas referentes aos comboios tipo regulamentares, poderão ser usados valores realistas das cargas e dos volumes de tráfego, ainda que possa existir a necessidade de se efetuarem extrapolações para o passado como para o futuro.
- **Refinamento do modelo de cálculo estrutural** uma vez que os modelos simplificados em geral são muito conservativos. As tensões principais calculadas podem atingir valores 10% a 40% maiores dos que os realmente medidos, dependendo do modelo usado. Este facto pode ter um impacto positivo relevante na avaliação do comportamento do elemento à fadiga. Por outro lado, poderão ser identificadas tensões secundárias que se apresentavam transparentes para os modelos mais simples.
- **Consideração de valores de resistência atualizados** e revistos uma vez, que por falta de informação, o elemento pode ter tido uma classificação da categoria de detalhe (EN 1993-1-9) muito restritiva.

Se esta fase do estudo não resultar em valores de segurança aceitáveis, então, e dependendo das possíveis consequências de uma falha, poderão ser tomadas medidas corretivas, incluindo o desenvolvimento de estudos mais avançados realizados por especialistas.

5.3 Fase 3: Investigação especializada

Para problemas com grandes consequências em termos de risco, económico ou estrutural, deverão ser envolvidos no estudo peritos que permitam rever os estudos anteriores das fase 1 e fase 2.

Poderão ser utilizadas as seguintes ferramentas de abordagem ao problema em estudo:

- Mecânica da fratura
- Métodos probabilísticos para determinação da probabilidade de falha.

Deverão ser observados os requisitos para esta fase de avaliação do relatório [4] *Assessment of Existing Steel Structures, Remaining Fatigue Life*.

5.4 Fase 4: Proposta de atuação

Caso nenhuma das fases anteriores consiga justificar a manutenção da estrutura nas condições em que se encontra atualmente então deverão ser planeadas medidas corretivas que podem incluir o reforço da estrutura, a sua reabilitação, implementação de restrições à exploração (cargas ou intensidade de tráfego) e, no pior cenário, propor a demolição ou desativação.

6 Conclusões

As pontes metálicas ferroviárias, em particular, apresentam uma limitação ao prolongamento da sua vida útil ditada pelo fenómeno da fadiga, que não é passível de ser avaliado com as técnicas de inspeção visual.

A falta de dados históricos referentes aos ciclos de carregamento é a principal fonte de incerteza na avaliação deste problema quando se pretende ter um plano de atuação de longo prazo para que os recursos económicos estejam disponíveis nas condições mais vantajosas.

Está em desenvolvimento a metodologia que permitirá avaliar de forma sistemática o portefólio de pontes metálicas quanto à sua vida útil expectável em termos de fadiga, nomeadamente a incorporação da incerteza do histórico de carregamentos na avaliação dos ciclos de carga.

Referências

- [1] *Regulamento para o projectos, provas e vigilância das pontes metálicas*, 1897.
- [2] *Regulamento das Pontes Metálicas*, 1929.
- [3] *Regulamento de estruturas de aço para edifícios*, 1965.
- [4] Kühn, B. – *Assessment of existing steel structures - Recommendations for estimation of the remaining fatigue life*. JRC e ECCS, 2008.
- [5] Cremona, C.; Patron, A. – “Improved assessment methods for static and fatigue resistance of old steel railway bridges – Sustainable Bridges – Background document D4.6”, 2007.
- [6] *Steel Structures*. Vol 1: “Durability factors and requirements”. Duratinet, 2012.
- [7] NP EN 1993-1-1, Eurocódigo 3 – *Projecto de Estruturas de Aço – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, 2010.
- [8] CEN – EN 1991-2, Eurocode 1 – *Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges*. CEN, 2003.
- [9] UIC – Code 702 – *Static loading diagrams to be taken into consideration for the design of rail carrying structures on lines used by international services*. UIC, 2003.
- [10] NP EN 1993-1-9, Eurocódigo 3 – *Projecto de estruturas de aço – Parte 1-9: Fadiga*. IPQ, 2010.
- [11] Nassif, Hani; Ozbay, Kaan; Lou, Peng; Su, Dan (2014) – “Fatigue Evaluation of the Increased Weight Limit on Transit Railway Bridges” (p. 64). Retrieved from transweb.sjsu.edu/mntrc/index.html
- [12] “Resultados dos ensaios sobre provetes e barretas extraídos das pontes metálicas da rede ferroviária portuguesa”.

