

COMPORTAMENTO À FADIGA DE PONTES METÁLICAS FERROVIÁRIAS REFORÇADAS COM FRP'S

JOAQUIM ANTÓNIO VIANA MENDES

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

Orientador: Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada

Coorientador:

Doutor José António Fonseca de Oliveira Correia

Doutor Pedro Aires Moreira Montenegro Marques e Almeida

JULHO DE 2019

Mestrado Integrado em Engenharia Civil 2018/2019

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2018/2019 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2019.*

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

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus Pais, irmãos, namorada e amigos

“Seríamos capazes de fazer mais coisas se não pensássemos que elas eram impossíveis”

Vince Lombardi

AGRADECIMENTOS

Após concretização desta etapa, não poderia deixar de agradecer a um conjunto de pessoas que contribuíram de diferentes formas para este percurso de 5 anos e para a realização desta dissertação.

Ao meu orientador, Professor Doutor Rui Calçada pela forma como expôs e cativou a minha atenção para o tema desta dissertação.

Ao Doutor Pedro Montenegro, pela disponibilidade, pela maneira como transmitiu todo o seu conhecimento sobre o tema e por me ajudar a ver para além das dificuldades ao longo do desenvolvimento da tese.

Ao Doutor José Correia, pela partilha de conhecimentos, boa disposição e pelo fornecimento do software imprescindível para a realização desta tese.

Ao projeto de investigação FiberBridge – Fatigue strengthening and assessment of railway metallic bridges using fiber-reinforced polymers (POCI-01-0145-FEDER-030103), cofinanciado pelo COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI), através do Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), e por fundos nacionais (PIDDAC) através da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT/MCTES).

Ao projeto europeu, IN2TRACK – Research into enhanced track and switch and crossing system 2, financiado pela Comissão Europeia através do programa H2020 (Societal Challenges Transport)

A todos os docentes da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, pela dedicação ao ensino de qualidade e por me ajudar a desenvolver capacidades importantes ao longo destes 5 anos.

À minha família, por me proporcionarem o privilégio de estudar na melhor escola de Engenharia do país e pela vossa dedicação, apoio e incentivo durante este longo percurso.

À Rita, por todo o apoio e incentivo nos momentos menos bons e por me fazer dar o meu melhor todos os dias.

Aos meus amigos e colegas pelas experiências vivenciadas durante estes anos.



IN2TRACK2



GOVERNO DE
PORTUGAL

FCT

Fundação para a Ciência e a Tecnologia
MINISTÉRIO DA CIÊNCIA, TECNOLOGIA E ENSINO SUPERIOR



UNIÃO EUROPEIA
Fundo Social Europeu

NORTE2020
PROGRAMA OPERACIONAL REGIONAL DO NORTE

PORTUGAL
2020



UNIÃO EUROPEIA
Fundo Europeu
de Desenvolvimento Regional

RESUMO

O crescente uso de ferro no séc. XIX devido à Revolução industrial levou a que muitas estruturas fossem construídas recorrendo a este tipo de material. Esse tipo de estruturas continua a ser utilizado, apesar de as condições para que foram dimensionadas não corresponderem aos cenários de tráfego atuais e o seu estado de conservação nem sempre ser o ideal, provocando falhas estruturais e a inviabilidade das estruturas. É então necessário estudar medidas que permitam prolongar a vida útil destas estruturas de modo a ser possível utilizar as mesmas por mais tempo e nas melhores condições.

Entre outras medidas, esta dissertação estuda o comportamento de elementos estruturais de pontes metálicas ferroviárias antigas reforçados com FRP (Fiber Reinforced Polymer) e a influência que este material tem no prolongamento da vida útil da estrutura. No âmbito do projeto FiberBridge (projeto nacional) e do projeto IN2TRACK2 estão em fase de estudo a análise de duas pontes metálicas (Bristol Bridge e River Tone Bridge) pertencentes à rede ferroviária britânica usando soluções de reforço a serem empregues nos detalhes críticos. Deste modo foi estudada a influência do reforço estrutural na Bristol Bridge de modo a prevenir o aparecimento de fendas de fadiga. Para isso, foram realizadas análises estáticas num modelo tridimensional da estrutura com vista à obtenção das tensões, devidamente majoradas pelos coeficientes de amplificação dinâmica, em alguns pormenores críticos da estrutura. Para tal recorreram-se aos cenários de tráfego ferroviário regulamentar de fadiga presentes no Anexo D da EN 1991-2.

No final desta tese são apresentados os resultados da análise à fadiga, concluindo-se assim a influência positiva do FRP na vida útil de estruturas metálicas.

PALAVRAS-CHAVE: Fadiga, Pontes metálicas ferroviárias, FRP, Reforço de detalhes estruturais.

ABSTRACT

The increasing use of iron in the 19th century due to the Industrial Revolution led to many structures being built using this type of material. This type of structures continues to be used, although the conditions for which they were dimensioned do not correspond to the current traffic scenarios and their conservation status is not always ideal, causing structural failures and the infeasibility of the structures. It is then necessary to study measures to extend the useful life of these structures in order to be able to use them for longer and in the best conditions.

Among other measures, this dissertation studies the behavior of structural elements of old metallic bridges reinforced with FRP (Fiber Reinforced Polymer) and the influence that this material has on the extension of the useful life of the structure. In the framework of the FiberBridge project (national project) and the IN2TRACK2 project, the analysis of two metallic bridges (Bristol Bridge and River Tone Bridge) belonging to the British rail network using reinforcement solutions to be used in the critical details is under study. For this, static analyzes were carried out in a three-dimensional model of the structure in order to obtain the tensions, duly increased by the coefficients of dynamic amplification, in some critical details of the structure. To this end, they used the regulatory rail traffic scenarios presented in Annex D of EN 1991-2.

At the end of this thesis the results of the fatigue analysis are presented, concluding the positive influence of FRP on the useful life of metallic structures.

KEY WORDS: Fatigue, Railway metal bridges, FRP, Reinforcement of structural details.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	5
RESUMO.....	7
ABSTRACT.....	9
1. INTRODUÇÃO	21
1.1. Motivação	21
1.2. Objetivos.....	22
1.3. Organização da tese	23
2. REVISÃO BIBLIOGRAFICA.....	25
2.1. Conceitos básicos de fadiga	25
2.1.1. História da fadiga.....	25
2.1.2. Estágios de fadiga	26
2.1.3. Abordagens globais.....	27
2.1.4. Abordagens locais	31
2.1.5. Métodos baseados na mecânica de fratura	34
2.2. Trabalhos técnico-científicos sobre fadiga e fratura de aços, resinas estruturais e ligações de aço reforçadas	36
2.2.1. Adesivos estruturais	36
2.2.2. Parafusos de injeção.....	38
2.2.3. Reforço de ligações aparafusadas com resinas	40
2.2.4. Casos de estudo para aplicações de adesivos em estruturas de engenharia civil	41
2.2.5. Propriedades da taxa de propagação de fendas	43
2.3. Pressupostos de dimensionamento à fadiga de ligações em aço	44
2.3.1. Procedimentos de avaliação à fadiga para pontes de aço existentes	44
2.3.2. Métodos de dimensionamento à fadiga	47
2.4. Pressupostos de dimensionamento de ligações em aço reforçadas com FRP.....	51
2.4.1. Elementos reforçados sujeitos a fenômenos de fadiga	51
3. METODOLOGIA DE ANÁLISE.....	55
3.1. Introdução.....	55
3.2. Análise estática	55
3.3. Análise de fadiga	57
3.4. Influência das placas de FRP	61
4. MODELAÇÃO DA PONTE FERROVIÁRIA DE BRISTOL. 63	

4.1. Introdução.....	63
4.2. Descrição da ponte bristol	63
4.3. Modelação da ponte.....	71
5. ANÁLISE À FADIGA DA PONTE DE BRISTOL.....	77
5.1. Introdução	77
5.2. Enquadramento geral	77
5.3. Modelação dos Comboios.....	79
5.4. Características da análise de fadiga	83
5.3.1. Considerações do modelo Robot®.....	83
5.3.2. Calibração do modelo Robot®	85
5.3.3. Coeficiente de ampliação dinâmica	86
5.3.4. Coeficiente de homogeneização aço/FRP.....	88
5.3.5. Definição das curvas S-N.....	89
5.4. Análise à fadiga	91
5.4.1. Introdução	91
5.4.2. Análise sem placas de reforço de FRP.....	92
5.4.3. Análise com placas de reforço de FRP.....	95
5.4.4. Outros resultados.....	101
6. CONCLUSÕES	103
6.1. Conclusões.....	103
6.2. Propostas de melhorias e trabalhos futuros	104

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1- Exemplos de ponte ferroviárias, Ponte Eiffel (esq) (2018) e Ponte Luiz I (dir) (2012)	21
Figura 2-Curva S-N de secção soldada reforçada no banzo superior (Hu et al., 2017)	22
Figura 3 – Sequência das fases de vida à fadiga e fatores importantes	26
Figura 4- Efeito da granulometria na propagação de fenda, (Schijve,2004)	27
Figura 5- Representação da curva S-N (Correia ,2014)	28
Figura 6 -Curva $\Delta\sigma$ -N, (Correia, 2014)	29
Figura 7 -Exemplos de detalhes mais revelantes para avaliação estatística, (Taras e Greiner, 2010) ..	29
Figura 8- Curvas $\Delta\sigma$ -N para detalhes considerados relevantes (Taras e Greiner, 2010).....	30
Figura 9- Curva ϵ -N (Takahashi, 2014).....	32
Figura 10- Crescimento da fenda em função do número de ciclos (Takahashi, 2014)	34
Figura 11 – Regimes da propagação de fendas de fadiga (Correia, 2014)	35
Figura 12- Comparação de curvas S-N entre ligações rebitadas e ligações com resina, (Schjive 2004)	38
Figura 13- Reparação da alma da viga principal através de parafusos de injeção numa ponte em Oranienburg, Alemanha (Gresnigt et al., 2000)	39
Figura 14- Secção transversal parafuso de injeção (Nikolovski 2009).....	39
Figura 15 – Conceito de ligação reforçada com esferas de chumbo e resina, Esquerda: Situação antes da injeção da resina, Direita: Situação depois da injeção da resina (azul)(Nijgh, 2017)	40
Figura 16 – Geometria dos provetes: a) provetes com ligação de corte simples; b) provete com ligação de corte duplo (dimensões em mm) (De Jesus et al., 2010b).....	41
Figura 17- Comparação da Curva S-N média para ligações de material proveniente da ponte de Trezói (Correia et al., 2016).....	42
Figura 18- Comparação da Curva S-N média para ligações duplas de material proveniente da ponte de Fão (Correia et al., 2016)	42
Figura 19- Provette CT usado para ensaios de propagação de fendas de fadiga	43
Figura 20- Análise probabilística à fadiga p-S-N _r para pormenores da Ponte Eiffel (esq) e pormenor de aço P355NL1 (dir) (Correia 2014)	44
Figura 21- Avaliação preliminar para nível de segurança à fadiga	45
Figura 22- Representação da regra de Palmgren-Miner, (Kuehn et al., 2008).....	46
Figura 23 – Sequência de carregamento, EN1993-1-9 (2005).....	47
Figura 24 – Histórico de tensões, EN1993-1-9 (2005)	48
Figura 25 – Contagem de ciclos de tensão, EN1993-1-9 (2005).....	48
Figura 26- Cálculo do numero de ciclos n _i , EN1993-1-9 (2005)	48
Figura 27 – Definição da curva S-N, EN1993-1-9 (2005)	48
Figura 28 – Representação da tensão equivalente	50
Figura 29- Fator de redução/aumento da força de fadiga em função de R , (Taras e Greiner, 2010) ..	51
Figura 30- Gráfico representativo da variação do esforço efetivo (Aiello et al., 2014)	52
Figura 31- Processo iterativo para dimensionamento da lamina pré esforçada de FRP , (Aiello et al., 2014).....	53
Figura 32 – Separador inicial do programa FDT - Fatigue Damage Tool	58
Figura 33- Processo do programa de cálculo FDT – Fatigue Damage Tool (a) em comparação com a norma EN 1993-1-9 (2005) (b).....	58
Figura 34 - Método do <i>Rainflow</i> segundo o programa de cálculo FDT – Fatigue Damage Tool (a) em comparação com a norma EN 1993-1-9 (2005) (b)	59

Figura 35 - “Fatigue damage calculation” segundo o programa de cálculo FDT – Fatigue Damage Tool (a) em comparação com a norma EN 1993-1-9 (2005) (b)	60
Figura 36 – Tabela de detalhes estruturais reforçado com FRP (Hu et al., 2017).....	61
Figura 37 – Representação da aplicação de reforço FRP simples (a) e duplo (b)	62
Figura 38- Localização da ponte de Bristol(Google Maps,2019).....	63
Figura 39 – Ponte de Bristol (Jaggery, 2018).....	64
Figura 40 – Vista inferior da ponte de Bristol (Network Rail, 2017)	64
Figura 41 – Secções das longarinas da ponte de Bristol, adaptado (Shawcross, 2001).....	64
Figura 42 – Vias férreas sobre a Ponte de Bristol (Network Rail, 2017)	65
Figura 43 – Planta da ponte Bristol, (Shawcross, 2001).....	65
Figura 44 – Corte longitudinal Este da ponte de Bristol, (Shawcross, 2001)	66
Figura 45 – Corte transversal ponte de Bristol, (Shawcross, 2001)	66
Figura 46- Corte Transversal na zona do meio vão	67
Figura 47 – Pormenor do reforço estrutural na longarina lateral na zona dos apoios	67
Figura 48 – Pormenor superior e inferior do reforço na longarina central na zona longarina central.	68
Figura 49 – Pormenor da alteração de secção da carlinga	68
Figura 50 – Modelo numérico da ponte de Bristol em ROBOT.....	71
Figura 51 – Representação dos offsets apresentados na Tabela 11 para as secções a meio vão (1) e na zona dos encontros (2).....	74
Figura 52 – Representação do percurso das forças ao longo da ponte e influência da superfície fictícia.	75
Figura 53 – Ponte ferroviária do rio Tone (Network Rail, 2012)	78
Figura 54 – Fenda de fadiga presente na ponte do rio Tone (a) e ilustração representativa da fenda (b)	78
Figura 55 – Menu “Moving Loads” do ROBOT	82
Figura 56 – Localização das barras a analisar ao longo do comprimento da ponte	83
Figura 57 – Grafico de tensões no nó 2216 devido à passagem do comboio de fadiga 1 para diferentes valores do step.....	85
Figura 58 – Grafico de tensões no nó 2216 devido à passagem do comboio de fadiga para diferentes dimensões da secção rígida	86
Figura 59 – Definição do comprimento L_{ϕ} , EN 1991-2 (2003)	87
Figura 60 – Exemplo de folha de calculo utilizada para a calcular tensões	91
Figura 62 - Influência do passagem do comboio de fadiga 6 do lado direito vs lado esquerdo da Ponte de Bristol em relação ao nó 2216	92
Figura 63 – Grafico representativo do dano no nó 2217 sem FRP devido à passagem de comboios de fadiga.....	93
Figura 64 – Grafico representativo do dano no nó 2328 sem FRP devido à passagem de comboios de fadiga.....	93
Figura 65 – Grafico com valores do dano acumulado no nó 2217 (a) e no nó 2328 (b) sem FRP devido aos cenários de trafego	94
Figura 66 – Ilustração representativa da aplicação do FRP na secção critica	96
Figura 67 – Dano acumulado s/FRP vs Dano acumulado c/FRP pela passagem do comboio de fadiga 6 no nó 2217	96
Figura 68 - Dano acumulado s/FRP vs Dano acumulado c/FRP pela passagem do comboio de fadiga 6 no nó 2328	97

Figura 69 - Grafico com valores do dano acumulado no nó 2217 sem FRP vs com FRP devido aos cenários de trafego.....	98
Figura 70 – Grafico com valores do dano acumulado no nó 2328 sem FRP vs com FRP devido aos cenários de trafego.....	99
Figura 71 – Influência da velocidade de circulação dos comboios no calculo do dano acumulado ...	101
Figura 72 – Influência da espessura do FRP no cálculo do dano acumulado	101

Índice de Tabelas

Tabela 1 – Cenário de tráfego leve, EN 1991-2 (2003)	56
Tabela 2 – Cenário de tráfego pesado, EN 1991-2 (2003)	56
Tabela 3 – Cenário de tráfego standard, EN 1991-2 (2003).....	56
Tabela 4 - Propriedades das secções das longarinas	69
Tabela 5 - Propriedades das secções das carlingas.....	71
Tabela 6 - Disposição das secções ao longo da estrutura	72
Tabela 7- Valores dos offsets	73
Tabela 8 - Propriedades geométricas da secção crítica	78
Tabela 9 - Características dos modelos de cargas dos comboios de fadiga EN1991-2 (2003)	79
Tabela 10 - Numeração das barras analisadas e respetivos nós.....	84
Tabela 11 - Valores do coeficiente de amplificação dinâmica para os diferentes comboios de fadiga	88
Tabela 12 - Propriedades mecânicas do aço e do FRP	88
Tabela 13 - Detalhes estruturais selecionados para análise de fadiga	90
Tabela 14 – Valores do dano acumulado nos nós em análise devido à passagem dos comboios de fadiga.....	92
Tabela 15 – Valores do dano acumulado e estimativa para cenário de tráfego leve.....	94
Tabela 16 - Valores do dano acumulado e estimativa para cenário de tráfego standart.....	95
Tabela 17 - Valores do dano acumulado e estimativa para cenário de tráfego pesado.....	95
Tabela 18 – Comparação dos valores do dano acumulado no nó 2217 com reforço de FRP e sem reforço de FRP e respetiva análise percentual.....	97
Tabela 19 – Comparação dos valores do dano acumulado no nó 2328 com reforço de FRP e sem reforço de FRP e respetiva análise percentual.....	98
Tabela 20 – Comparação dos valores do dano acumulado devido ao cenário de tráfego leve para os nós 2217 e 2328	99
Tabela 21 - Comparação dos valores do dano acumulado devido ao cenário de tráfego standart para os nós 2217 e 2328.....	100
Tabela 22 - Comparação dos valores do dano acumulado devido ao cenário de tráfego pesado para os nós 2217 e 2328	100

Índice de símbolos, acrónimos e abreviaturas

Abreviaturas

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials

FCT – Fundação para a Ciência e Tecnologia

CFRP – Carbon Fiber Reinforced Polymer

GFRP – Glass Fiber Reinforced Polymer

CIRIA – Construction Industry Research and Information Association)

BS – British Standard

LM71 – Load Model 71

Simbologia

N_f – Número de ciclos de aplicação de carga até à rotura;

$\Delta\sigma$ – Gama de tensões;

σ_f' – Coeficiente de resistência à fadiga;

b – Expoente de resistência à fadiga;

$\Delta\sigma/2$ – Tensão média;

$\frac{\Delta\varepsilon^E}{2}$ – Componente elástica da amplitude de deformações;

E – Módulo de elasticidade;

ε'_f – Coeficiente de ductilidade à fadiga;

c – Expoente de ductilidade à fadiga;

$\Delta\sigma$ – Gama de tensões;

$\Delta\varepsilon$ – Gama de deformações;

σ_{max} – Tensão máxima;

ΔW^t – Fadiga Limite;

K_t – Constante >0 ;

$\alpha.t$ – Constante <0 ;

ΔW_0^t – Gama de energia total de deformação;

$\Delta\sigma$ – Variação da tensão cíclica daquele ciclo de carregamento;

Y – Fator adimensional função da geometria da fenda;

a – Comprimentos da fenda;

C – Coeficiente da curva da/dN ;

m – Expoente da curva da/dN .

- γ – Parâmetro de ajuste de Walker;
 K – Fator de intensidade de tensão crítico;
 μ_{fat} – Fator de segurança;
 γ_{Ff} – Coeficiente de segurança relativo às ações;
 $\Delta\sigma_{E,2}$ – Tensão equivalente de danos associado aos 2 milhões de ciclos;
 $\Delta\sigma_C$ – Resistência à fadiga aos 2 milhões de ciclos;
 γ_{Mf} – Coeficiente parcial de segurança à resistência à fadiga;
 n_i – Número de ciclos de carregamento para $\Delta\sigma_i$;
 N_i – vida à fadiga expresso em ciclos do detalhe para $\Delta\sigma_i$.
 D – Dano acumulado;
 α – Fator de restrição plástico;
 σ_0 – Valor médio entre a tensão de cedência e a tensão de rotura;
 λ – Fator equivalente de danos;
 $\Delta\sigma_p$ – Máxima amplitude de tensão provocada pelo modelo de cargas LM71;
 Φ_2 – Fator dinâmico
 γ_{Ff} – Coeficiente de segurança relativo às ação
 γ_{Mf} – Coeficiente parcial de segurança à resistência à fadiga
 $\Delta\sigma_C$ – Resistência à fadiga aos 2 milhões de ciclos;
 $\Delta\sigma_{ref}$ – Variação de tensão de referência de um determinado modo de carregamento;
 b – Largura;
 t – Espessura;
 A – Área da secção;
 I_x – Inércia segundo o eixo x;
 I_y – Inércia segundo o eixo y;
 h_{uf} – Largura do banzo superior;
 h_{lf} – Largura do banzo inferior;
 t_{uf} – Espessura do banzo superior;
 t_{lf} – Espessura do banzo inferior;
 h – Altura da secção;
 t_w – Espessura da alma;
 N – Esforço axial;
 M – Momento fletor;
 ϕ – Fator de amplificação dinâmica para análises estáticas;

1

INTRODUÇÃO

1.1. MOTIVAÇÃO

Com a grande utilização do ferro após a Revolução industrial no séc. XIX, muitas foram as estruturas construídas com este material metálico e que até hoje continuam a ser utilizadas, como os exemplos apresentados na Figura 1. Muitas vezes o do seu estado de conservação não é o mais adequado devido às condições de tráfego não serem as mesmas para as quais foram dimensionadas, o que leva ao aparecimento de fendas e consequente danificação de ligações estruturais (de Jesus et al., 2014, De Jesus et al., 2011, De Jesus et al., 2010a, Horas et al., 2016, Sanches et al., 2015, Albuquerque et al., 2015, Ticona Melo et al., 2018). Com algumas destas estruturas a serem consideradas património histórico, é necessário conservar todos os elementos da mesma sem recorrer à instalação de novos membros, correndo o risco de alterar a obra original, devendo esse risco ser minimizado (Ghafoori et al., 2014). É então, necessário recorrer a medidas de reforço com o objetivo de aumentar a vida útil de estruturas antigas, adiando o aparecimento de fendas derivadas da fadiga derivados de carregamentos cíclicos. Surge assim o Projeto Fiberbridge, um projeto financiado pela FCT (Fundação para a Ciência e Tecnologia) que tem como propósito a avaliação e reforço à fadiga de pontes metálicas ferroviárias com recurso a placas de CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer). Estudos recentes têm vindo a demonstrar a utilização de placas CFRP como elemento de reforço a ser empregue em localizações críticas de detalhes e ligações estruturais, conseguindo restaurar parte da capacidade perdida de secções metálicas com fendas devido à fadiga, prolongando a vida útil das mesmas (Borrie et al., 2016, Colombi et al., 2015, Ghafoori e Motavalli, 2016, Ghafoori et al., 2012, Ghafoori et al., 2015, Gholami et al., 2013, Kabir et al., 2014, Kalavagunta et al., 2014, Kamruzzaman et al., 2014, Lin et al., 2013, Zhao et al., 2013). Apesar de todos os estudos realizados, ainda existe pouca informação sobre a utilização deste tipo de material no reforço de ligações em pontes metálicas ferroviárias.



Figura 1- Exemplos de ponte ferroviárias, Ponte Eiffel (esq) (2018) e Ponte Luiz I (dir) (2012)

Contudo, é possível encontrar bibliografia referente à ligação entre elementos de FRP (Fiber Reinforced Polymer) como é o caso do guia desenvolvido (CIRIA, 2018) pelo instituto britânico CIRIA (Construction Industry Research and Information Association) onde é possível obter informação quanto ao dimensionamento, execução, monitorização e inspeção de novas pontes construídas com recurso a FRP's. Embora não seja um documento reconhecido como norma, este tem como objetivo facilitar o uso do material e a sua expansão no mercado.

O processo de reforço de ligações em pontes metálicas passa não só pelas técnicas que possam ser utilizadas nestes elementos, mas também pela determinação dos locais mais favoráveis à ocorrência de fendas e que levam à diminuição da vida útil da estrutura. Sendo assim necessário identificar essas ligações e intervir atempadamente de modo a prolongar ao máximo a utilização da obra de arte. Estudos em diversas pontes metálicas identificaram uma série de tipos de ligações em que o aparecimento de fendas é constante e que devem ser consideradas tanto no cálculo da estrutura como nas fases de inspeção e manutenção (IRS, 2018).

Embora a informação sobre ligações metálicas reforçadas em pontes ferroviárias seja reduzida, existem vários estudos que caracterizam o comportamento de ligações soldadas reforçadas com FRP pelo meio de curvas S-N que permitem comparar a durabilidade das mesmas ligações com e sem recurso a FRP (Hu et al., 2017). Na Figura 2 é apresentado o resultado dos estudos anteriormente referidos.

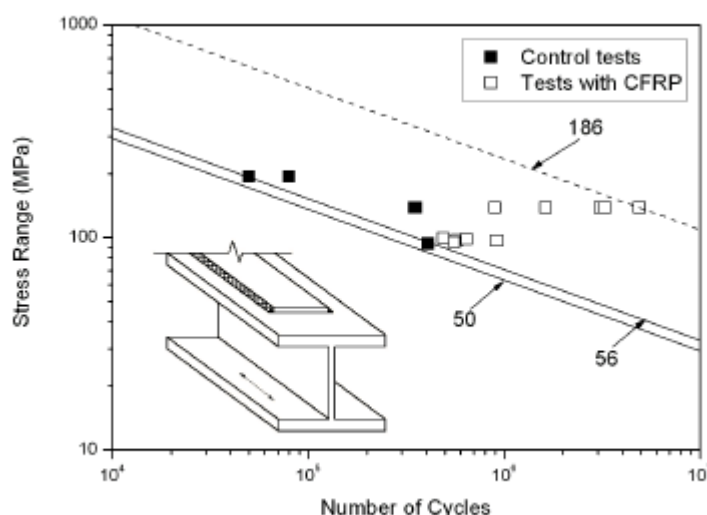


Figura 2-Curva S-N de secção soldada reforçada no banzo superior (Hu et al., 2017)

1.2. OBJETIVOS

Esta dissertação tem como objetivo a análise do comportamento à fadiga de uma ponte metálica ferroviária, designada Ponte de Bristol. Esta análise é efetuada para dois cenários, um deles sem a utilização de elementos de reforço e o segundo, usando placas de FRP como elementos de reforço de detalhes estruturais críticos. Este estudo, enquadra-se no projeto Fiberbridge, projeto financiado pelo FCT, que tem como objetivo a análise à fadiga de pontes ferroviárias metálicas usando reforços de FRP a serem empregues em localizações críticas.

De modo a avaliar os esforços atuantes na estrutura em questão, será desenvolvido um modelo tridimensional da ponte, no qual serão aplicados os cenários de tráfego compostos por comboios de

fadiga presentes na EN 1991-2 (2003), tendo como base as curvas S-N regulamentares da norma EN1993-1-9 (2005) e a regra de Palmgren-Miner para o cálculo do dano acumulado.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE

No Capítulo 2 é realizada uma revisão do estudo do fenómeno de fadiga e as contribuições efetuadas a sua compreensão. São apresentadas as fases de vida à fadiga, abordagens globais e locais das curvas S-N e alguns exemplos de estudos realizados com objetivo de avaliar a fadiga de ligações aparafusadas com injeção de resina. É também referido uma apresentação histórica do uso de adesivos estruturais, bem como algumas características dos mesmos. No final deste capítulo são apresentadas metodologias de avaliação do estado de uma ponte, processos a usar durante a inspeção à mesma e um método para aplicar FRP, bem como características deste material.

De seguida, no Capítulo 3 denominado de metodologias de análise, são apresentados todos os elementos a usar na análise de fadiga tais como, definição dos cenários de tráfego e expressões para o cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica e de homogeneização do FRP com o aço. Neste capítulo é também explicado o procedimento de modo a obter o dano acumulado recorrendo ao programa de cálculo FDT.

No Capítulo 4, intitulado como modelação da ponte de Bristol, são apresentados todos passos na modelação da estrutura.

O Capítulo 5, serve para a exposição dos cálculos efetuados durante todo o processo, apresentação de análises de sensibilidade realizadas no modelo ROBOT®(2019) de modo a obter resultados o mais próximos da realidade e para a definição das cargas dos comboios de fadiga no programa ROBOT®(2019).

Por fim, o Capítulo 6 é destinado às conclusões provenientes do estudo realizado. Também é feita uma abordagem às limitações encontradas no trabalho, bem como a apresentação de algumas sugestões para trabalhos futuros

2

REVISÃO BIBLIOGRAFICA

2.1. CONCEITOS BÁSICOS DE FADIGA

2.1.1. HISTÓRIA DA FADIGA

O fenómeno de fadiga aparece pela primeira vez durante a época dos descobrimentos, onde os barcos que percorriam milhares de quilómetros viam os seus mastros e velas serem danificados ao longo das viagens efetuadas, acabando por impossibilitar a travessia nos mesmos. Mais tarde, com a grande utilização do ferro proveniente da revolução industrial, o fenómeno de fadiga remete para as falhas que ocorriam em estruturas metálicas, levando assim ao início das primeiras investigações laboratoriais (Ribeiro e Correia, 2011).

Passando por Albert, Rankine e Wöhler muitas foram as contribuições para o conhecimento do fenómeno de fadiga. Em 1837, Albert, engenheiro de minas alemão, publica aquele que seria o primeiro estudo relativo a ensaios de fadiga decorrente de ensaios na mina de Clanshtal às correntes presentes nos tapetes de transporte de minérios. Rankine, engenheiro inglês, ganha reconhecimento pelo seu trabalho no campo da engenharia mecânica e pela contribuição para o conhecimento de zonas de concentração de tensões em componentes metálicos que poderiam levar à rotura dos mesmos (Ribeiro e Correia, 2011).

Em 1850, Wöhler conduziu várias investigações entre elas a realização de testes em eixos ferroviários submetido em laboratório a esforços de flexão, torção e esforços axiais. O seu trabalho levou à caracterização do conceito do limite de fadiga através da análise de curvas S-N, também conhecidas como curvas de Wöhler. Posteriormente, em 1910, Basquin propõe uma equação matemática para representar a região de vida finita das curvas S-N, estabelecendo-se no início dos anos 60 a relação empírica de Coffin-Manson que permitiu relacionar o número de ciclos para a rotura com a amplitude de deformação plástica. Deste estudo também resultou a confirmação sobre a alteração do limite elástico dos metais devido à aplicação de ciclos de tensão alternados (Ribeiro e Correia, 2011).

O estudo relativamente à modelação da vida à fadiga de elementos estruturais metálicos continua a ser efetuado, existindo atualmente máquinas de ensaios de ressonância que permitem a obtenção do conhecimento do fenómeno de fadiga de matérias ou detalhes estruturais em regime de elevados ciclos de fadiga.

2.1.2. ESTÁGIOS DE FADIGA

O processo associado ao crescimento da fenda é dividido em duas fases: o período de iniciação e o período de propagação das fendas. O conhecimento destas duas etapas é importante no sentido de perceber as várias condições que afetam cada uma delas. Exemplo disso é a rugosidade superficial, que afeta o período de iniciação da fenda mas não tem qualquer interferência no período de crescimento da fenda. O mesmo não acontece quando o material está presente num ambiente corrosivo em que, apesar de não afetar da mesma forma, pode afetar tanto a iniciação como a propagação de fendas.

Em modelos de previsão de fadiga utiliza-se o fator de concentração de tensão K_t (SCF), parâmetro que caracteriza a distribuição de tensão em torno do entalhe, para o período de iniciação da fissura. Para definir a fase de crescimento da fenda é utilizado o fator de intensidade de tensão que caracteriza o campo de tensão em torno da fenda, K (SIF). Na Figura 3 é representado um quadro ilustrativo do crescimento das fendas e dos respetivos fatores referidos anteriormente.

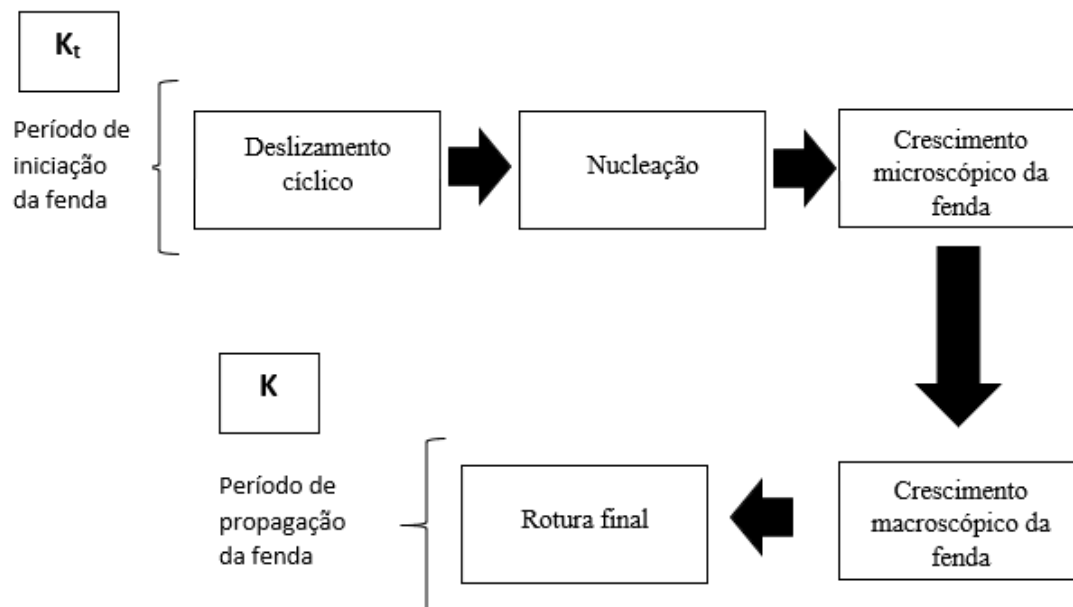


Figura 3 – Sequência das fases de vida à fadiga e fatores importantes

O tempo de vida de um elemento estrutural submetido à fadiga é definido pelo número de ciclos de aplicação de carga até à rotura, N_f , contabilizando o período de iniciação, N_i , e o período de propagação, N_p , tal como se mostra na seguinte equação:

$$N_f = N_i + N_p \quad (1)$$

A fase de iniciação de fendas consiste no surgimento de microfendas impossíveis de serem observadas “a olho nu”, sendo que a partir do momento em que estas fendas se tornam visíveis, o material entra num período em que apenas resta uma pequena percentagem de vida útil. De acordo com Shijve (2004), este período remanescente pode ser muito mais longo em estruturas reais do que o ensaiado em investigações realizadas em laboratório. (Schijve, 2004)

O desenvolvimento deste período inicial implica alguma deformação plástica cíclica e ocorre para amplitudes de tensão abaixo da tensão de cedência do material. Deste modo, torna-se vulnerável devido

ao facto da microplasticidade ocorrer em grãos na superfície do material devido a uma menor restrição ao deslizamento. É assim possível afirmar que nesta fase as condições de superfície do material, tal como a rugosidade superficial, são determinantes no período de iniciação de fendas.

No período de propagação da fenda, como se pode observar na Figura 4, as características da superfície não afetam o processo, passando as propriedades da granulometria do material a ter um papel fundamental nesta fase. A taxa de crescimento da microfenda depende da plasticidade cíclica do material e da proximidade do limite de fenda com o limite de grão. Após ultrapassar o segundo limite de grão, a microfenda continua a crescer constantemente, tal como se observa na Figura 4.

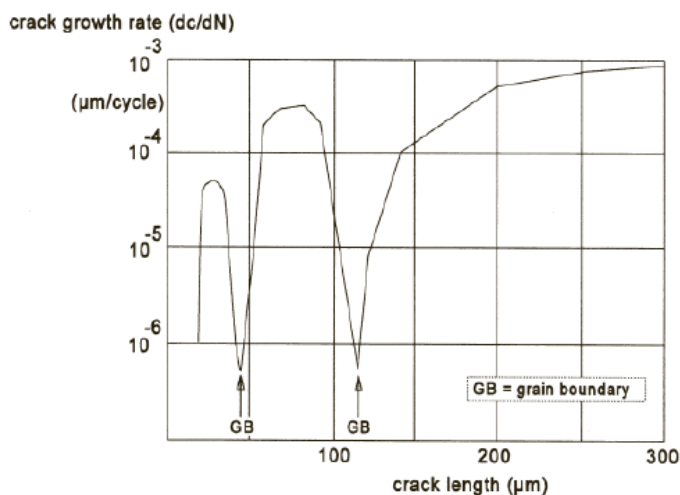


Figura 4- Efeito da granulometria na propagação de fenda, (Schijve,2004)

Esta fase adquire grande significado na vida da estrutura quando a mesma é submetida a grandes amplitudes de carga. De acordo com Schijve (2004), não existe uma clara separação entre os dois períodos que caracterizam a vida à fadiga, dependendo esta do tipo de estrutura e do tipo de material em questão. As fendas de fadiga tendem a ocorrer em zonas de concentração de tensões, como zonas de redução de secção, entalhes e juntas de soldadura.

2.1.3. ABORDAGENS GLOBAIS

2.1.3.1. Curvas S-N

Todos os modelos de previsão da vida à fadiga de qualquer material passam pela análise da sua curva S-N, também conhecidas como curvas de Wöhler, obtidas através de resultados experimentais realizados tendo em conta diferentes níveis de tensão. Estas curvas relacionam a amplitude de tensão com o número de ciclos até a rotura. Normalmente, o número de ciclos, N , é apresentado numa escala logarítmica e a gama de tensão, $\Delta\sigma$, numa escala linear (Correia, 2014, Correia et al., 2017a, Correia et al., 2017c, Correia et al., 2017b, Mayorga et al., 2016, Mayorga et al., 2017). Estas curvas são normalmente estabelecidas utilizando a amplitude de tensões, a gama de tensões ou a tensão máxima do ciclo como parâmetro de dano principal. A cada nível da gama de tensão corresponde um valor da vida cíclica, N , sendo que pelo menos 15 provetes do material e/ou detalhe estrutural em estudo deve ser ensaiados para estabelecer a curva S-N. Na Figura 5 é apresentado um exemplo de uma curva S-N.

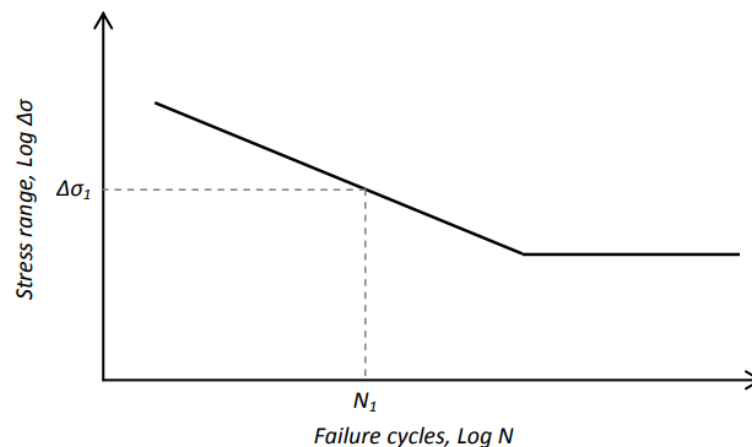


Figura 5- Representação da curva S-N (Correia ,2014)

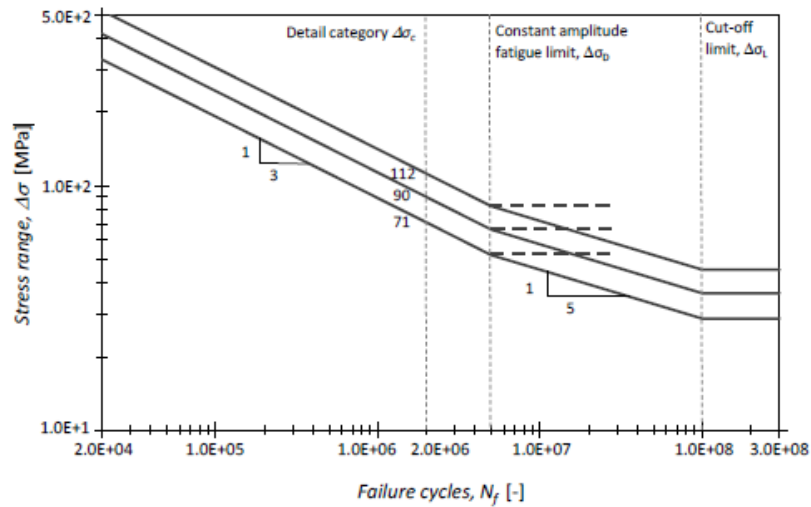
O fenómeno de fadiga apresenta-se como um problema complexo e de difícil compreensão devido a uma grande variedade de fatores do qual esta depende, muitas vezes independentes uns dos outros e que controlam a resposta estrutural ao carregamento cíclico. Sendo assim, os procedimentos de dimensionamento e avaliação são maioritariamente de natureza empírica. (Correia, 2014)

Correia (2017) propôs recentemente uma abordagem baseada em simulação por elementos finitos para obter curvas S-N usando modelos de fadiga dos períodos de iniciação e de propagação de fendas de fadiga.

2.1.3.2. Códigos de projeto

A maioria das pontes rebitadas em Portugal e no resto dos países europeus entraram em funcionamento no final do século XIX e no início XX depois da revolução industrial ter levado ao aumento do uso do ferro neste tipo de estruturas. Depois da análise do comportamento das mesmas notou-se que a ocorrência de falhas em estruturas metálicas estava relacionada maioritariamente com fenómenos de fadiga e fratura, sendo preciso dar atenção às mesmas e proceder à sua reabilitação. De forma a fazer-se face a este tipo de fenómeno, surgiram códigos de projeto como por exemplo, EN1993-1-9(2005), AASHTO (2012) e BS5400 (1980), que estabelecem normativas para a avaliação da resistências à fadiga de detalhes e ligações estruturais (Silva, 2009).

Na EN1993-1-9 (2005) são estabelecidos métodos para a avaliação da resistência à fadiga de elementos, ligações e juntas sujeitos a um carregamento de fadiga baseados em ensaios de resistência à fadiga reproduzindo os efeitos das imperfeições geométricas e estruturais. Neste documento é possível obter informação sobre a resistência à fadiga de ligações metálicas aparafusadas e soldadas, bem como metodologias de verificação da fadiga, curvas S-N e curvas $\Delta\sigma$ -N, como representa na Figura 6.

Figura 6 -Curva $\Delta\sigma$ -N, (Correia, 2014)

Embora não exista nenhuma norma relativa às ligações rebitadas equivalente às já existentes para ligações aparafusadas e soldadas, vários autores têm ensaiado este tipo de ligações de modo a analisar melhor o seu comportamento à fadiga em diferentes detalhes estruturais (Taras e Greiner, 2010). Os autores, motivados pela falta de uma norma oficial sobre este tipo de ligações e pela quantidade de falhas acidentais em pontes rebitadas, desenvolveram um estudo tendo como base algumas dos mais comuns detalhes presentes em estruturas deste tipo, sendo estas representadas na Figura 7.

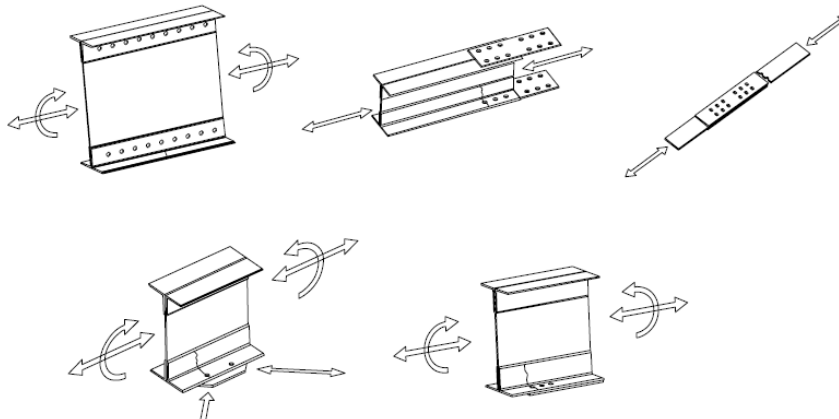


Figura 7 -Exemplos de detalhes mais revelantes para avaliação estatística, (Taras e Greiner, 2010)

Neste trabalho científico é descrita a forma como a pesquisa do projeto levou ao desenvolvimento de catálogo de classes de fadiga, representado na Figura 8 , em que são propostas metodologias para que o mesmo integre uma norma reconhecida internacionalmente de avaliação da vida à fadiga de ligações metálicas rebitadas.

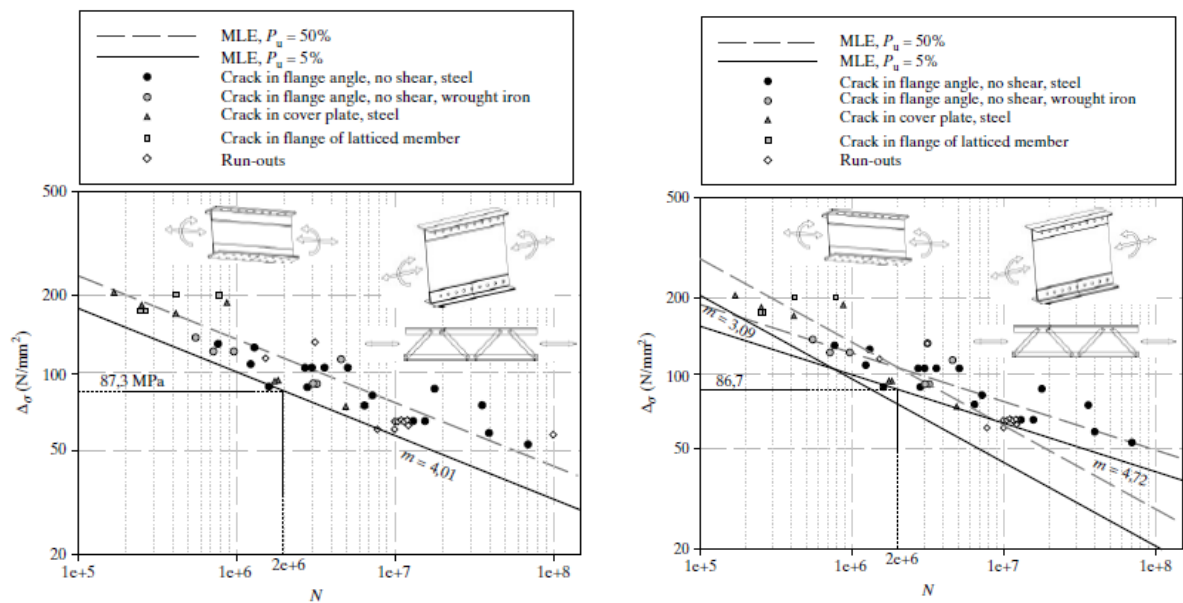


Figura 8- Curvas $\Delta\sigma$ - N para detalhes considerados relevantes (Taras e Greiner, 2010)

No documento produzido pela AASHTO (2012) é analisado a resistência à fadiga de ligações metálicas rebitadas, sendo este o código normalmente utilizado em estruturas ferroviárias na América do Norte.

Com a necessidade de intervir e reforçar ligações existentes foi necessário desenvolver códigos de projeto com recurso à utilização placas de FRP's. Baseado em ensaios experimentais de ligações entre placas FRP's, foi desenvolvido pela parte do CIRIA um documento com o objetivo de dar uma ideia ao utilizador sobre utilização e aplicação deste tipo de material (CIRIA, 2018).

Com a crescente utilização de polímeros como material de reforço de ligações metálicas surgiu a necessidade de conhecer o seu comportamento à fadiga deste tipo de ligações. A análise do comportamento à fadiga deste tipo de material é muito difícil de prever e de ensaiar devido à reduzida informação disponível sobre a interação entre os materiais, neste caso, placas FRP e aço. A resposta à fadiga deste tipo de ligações depende também de (Clarke, 2014):

- i. O tipo de resina usada;
- ii. O tipo de reforço e a sua orientação;
- iii. A natureza da carga de fadiga;
- iv. A frequência da carga de fadiga;
- v. Temperatura ambiente;

Apesar disso, o conhecimento sobre o comportamento à fadiga de ligações metálicas reforçadas tem vindo a aumentar, sobretudo para ligações soldadas. Contudo, pode-se verificar em vários artigos sobre este tipo de ligações a necessidade que os autores exprimem em estudar comportamento à fadiga de ligações aparafusadas e rebitadas reforçadas com placas de FRP's, existindo claramente uma "lacuna" de conhecimento relativamente a este tema (Hu et al., 2017).

2.1.4. ABORDAGENS LOCAIS

De modo a prever o comportamento à fadiga devido a determinadas condições, várias abordagens locais foram propostas para determinar a vida útil dos materiais. Estas abordagens locais podem ser divididas em três categorias, tensão, extensão e energia e usam parâmetros de dano da fadiga para explicar resultados de ensaios, especialmente para o período da iniciação de fendas. Vários modelos têm sido propostos para a análise tensões baseado nas diferentes abordagens, sendo os mesmos apresentados de seguida.

2.1.4.1. Método baseado em tensões

Este método baseia-se na amplitude de tensão aplicada para prever o número de ciclos até à falha, sendo o mais utilizado devido à sua fácil aplicação e por existir uma bibliografia extensa sobre propriedades à fadiga de vários materiais. Normalmente, a aplicação deste método é adequada para ciclos de fadiga elevados devido ao facto de para ciclos de fadiga reduzidos a relação tensão-deformação não ser linear (Ellyin, 2012). Nas curvas S-N, a relação entre a amplitude de tensão $\Delta\sigma/2$ e o número de ciclos até à fadiga, N_f , pode ser aproximado de uma linha reta quando estes se encontram numa escala logarítmica, resultando em (Basquin, 1910):

$$\frac{\Delta\sigma}{2} = \sigma'_f \cdot N_f^b \quad (2)$$

Onde:

$\Delta\sigma$ - Gama de tensões;

σ'_f – Coeficiente de resistência à fadiga;

b – Expoente de resistência à fadiga.

Morrow (1965) e Morrow e Socie (1981) propõe a seguinte alteração pelo facto de em detalhes não soldados o efeito do nível de tensão deve ter uma abordagem mais sensível face aos detalhes soldados, introduzindo assim o efeito da tensão média que reduz o coeficiente de resistência à fadiga:

$$\frac{\Delta\sigma}{2} = (\sigma'_f - \sigma_m) \cdot N_f^b \quad (3)$$

Onde σ_m representa a tensão média e as outras variáveis são as mesmas representadas na Equação (2). A correção de Morrow para o método baseado na tensão tem mostrado bom desempenho para vários tipos de aço (Dowling, 1993).

2.1.4.2. Método baseado na deformação (extensão)

Este método tem como uma das principais aplicações o cálculo da iniciação da fenda de fadiga e ao contrário dos métodos baseado na tensão, este considera que a deformação plástica pode ocorrer na zona de formação de fenda (Morrow e Socie, 1981) Enquanto no método baseado na tensão é utilizado a curva S-N, este recorre a uma curva de deformação vs vida útil e ao mesmo tempo à curva de número de ciclos até fratura vs deformação. Os coeficientes e expoentes que definem as curvas são tratados como propriedades à fadiga do material. No início da utilização deste método existia pouca informação para qualificar as propriedades à fadiga de certos materiais e várias equações foram propostas para

desenvolver uma correlação entre as propriedades à fadiga e as propriedades de tensão do material (Morrow e Socie, 1981). A adoção de ensaios mecânicos e o desenvolvimento do método baseado na deformação diminuiu a necessidade do uso de equações empíricas, sendo que atualmente existe um grande conhecimento de propriedades à fadiga de vários tipos de materiais (Rice et al., 1988).

O comportamento da componente elástica da amplitude de deformações pode ser expresso da seguinte forma:

$$\frac{\Delta\varepsilon^E}{2} = \frac{\sigma'_f}{E} \cdot (2N_f)^b \quad (4)$$

Onde:

$\frac{\Delta\varepsilon^E}{2}$ – Componente elástica da amplitude de deformações;

E – Módulo de elasticidade.

A componente plástica da amplitude de deformações, $\Delta\varepsilon^P$, em função do número de ciclos, $2N_f$, pode ser obtida através da seguinte equação:

$$\frac{\Delta\varepsilon^P}{2} = \varepsilon'_f \cdot (2N_f)^c \quad (5)$$

Onde:

ε'_f – Coeficiente de ductilidade à fadiga;

c – Expoente de ductilidade à fadiga.

Assim, somando a componente elástica e a componente plástica da amplitude de deformações, obtém-se a amplitude total:

$$\frac{\Delta\varepsilon^E}{2} + \frac{\Delta\varepsilon^P}{2} = \frac{\sigma'_f}{E} \cdot (2N_f)^b + \varepsilon'_f \cdot (2N_f)^c \quad (6)$$

Este método é mais abrangente que o anterior, apesar da necessidade de conhecimento que o engenheiro tem de ter sobre o mesmo e do facto da quantidade de curvas ε -N (representado na Figura 9) disponíveis ser muito menor do que a de curvas S-N, o que dificulta a utilização desta abordagem.

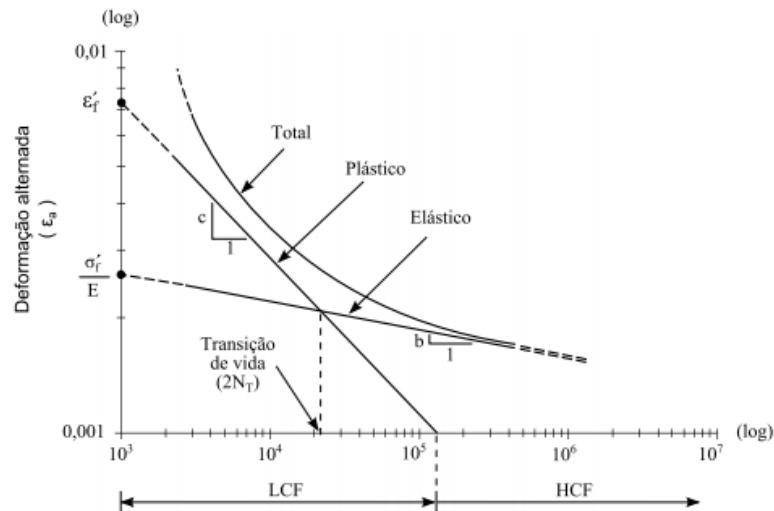


Figura 9- Curva ε -N (Takahashi, 2014)

2.1.4.3. Método baseado na Energia

Este método usa a energia como parâmetro de caracterização da fadiga, usando ciclos de fadiga altos e baixos e relacionando a tensão, a deformação e o processo de dano por fadiga. Apesar de ser um método relativamente recente, mostra potencial para analisar dados de fadiga obtidos de diferentes laboratórios, usando provetes de geometria e tamanhos diferentes e mostrando boa capacidade de relacionar resultados de diferentes ensaios (Chan e Miller, 1982).

Para grandes deformações plásticas é habitual falar na densidade de energia de deformação plástica por ciclo (ΔW^P). Já no caso de deformações pequenas, não se pode dizer o mesmo, uma vez que se verificou-se para grandes ciclos a energia de deformação plástica é demasiado reduzida para se obter uma boa resposta (Correia, 2014).

Um dos modelos sugeridos, é o proposto por Ellyn e Kujawski (Ellyin e Kujawski, 1985), que usa a gama de energia de deformação total por ciclo, ΔW :

$$\Delta W = \frac{1}{2} \Delta W^P + \frac{1}{2} \Delta \sigma \Delta \varepsilon \quad (7)$$

Onde:

$\Delta \sigma$ – Gama de tensões;

$\Delta \varepsilon$ – Gama de deformações.

Os mesmos autores sugerem para consideração do efeito da tensão média, a soma da densidade das energias de deformação à tração e plástica por ciclo, ΔW^t :

$$\Delta W^t = \Delta W^P + \frac{\sigma_{max}^2}{2E} \quad (8)$$

Onde:

σ_{max} – Tensão máxima.

Ellyin (1985), sugere que para o calculo da tensão média o critério ΔW^t é o mais adequado segundo a seguinte equação:

$$\Delta W^t = K_t (2N_f)^{\alpha.t} + \Delta W_0^t \quad (9)$$

Onde:

ΔW^t - Fadiga Limite;

K_t - Constante >0 ;

$\alpha.t$ – Constante <0 ;

ΔW_0^t – Gama de energia total de deformação.

Ellyin (1985) desenvolveu uma expressão geral inserindo a tensão média, onde o coeficiente η está compreendido entre o intervalo 0 e 1 e corresponde à vulnerabilidade do material em relação à tensão média. Este pode ser avaliado a partir de testes de fadiga conduzidos em diferentes níveis médios de tensão na região de alto ciclo.

$$D = \Delta W^P + f \left(\frac{\sigma_m}{\Delta\sigma/2} \right) \frac{(\Delta\sigma/2)^2}{2E} = K_t (2N_f)^{\alpha.t} + \Delta W_0^t \quad (10)$$

$$f \left(\frac{\sigma_m}{\Delta\sigma/2} \right) = 1 + \eta \left(\frac{\sigma_m}{\Delta\sigma/2} \right)$$

2.1.5. MÉTODOS BASEADOS NA MECÂNICA DE FRATURA

Este método proposto inicialmente por Paris (1961), é utilizado para prever o tempo que a fenda demorará a crescer até levar à fratura do elemento. Considerando o elemento carregado por uma força cíclica de amplitude constante, a fenda irá crescer como ilustrado na Figura 10 com velocidade de propagação constante igual à derivada da curva. Quanto maior for o tamanho da fenda, maior será a taxa de crescimento da mesma.

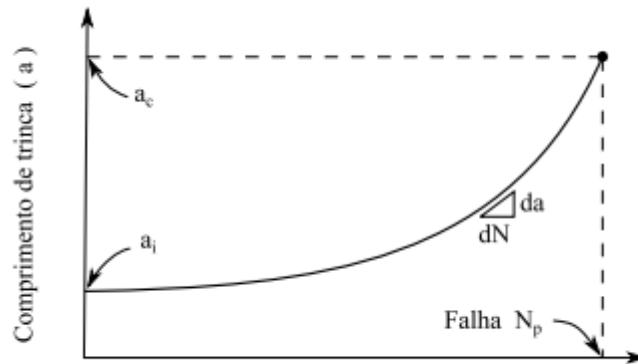


Figura 10- Crescimento da fenda em função do número de ciclos (Takahashi, 2014)

Paris (1961) publicou uma lei que relaciona a taxa de crescimento da fenda durante um carregamento cíclico com a variação do fator de intensidade de tensão. Esta lei, mais conhecida como Lei de Paris, pode ser utilizada para quantificar a vida residual de um provete com uma fenda de um determinado tamanho, sendo o fator de intensidade de tensão definido pela seguinte Equação:

$$K = \sigma Y \sqrt{\pi a} \quad (11)$$

Esta variável, possibilita a interação entre o tamanho da fenda, a , a tensão aplicada, σ , e a sua função geométrica, Y . Desta forma, foi possível perceber que cada material possui um valor constante K_c , denominado por fator de intensidade de tensão crítico. A fratura do material ocorre quando o K atinge o valor de K_c .

A variação do fator de intensidade de tensões é definida por:

$$\begin{aligned} \Delta K &= K_{max} - K_{min} \\ &= \sigma_{max} \cdot Y \cdot \sqrt{\pi a} - \sigma_{min} \cdot Y \cdot \sqrt{\pi a} \\ &= \Delta\sigma \cdot Y \cdot \sqrt{\pi a} \end{aligned} \quad (12)$$

A taxa de crescimento da fenda é calculada através da seguinte Equação e representada na Figura 11.

$$\frac{da}{dN} = C(\Delta K)^m \quad (13)$$

Onde:

$\Delta\sigma$ – Variação da tensão cíclica daquele ciclo de carregamento;

Y – Fator adimensional função da geometria da fenda;

a – Comprimentos da fenda;

C – Coeficiente da curva da/dN;

m – Expoente da curva da/dN.

De acordo com o autor, a Equação 11 deve ser usada de forma iterativa, recomendando-se o uso de métodos numéricos para encontrar soluções razoáveis devido aos fatores ΔK e Y dependerem fortemente do comprimento da fenda.

Apesar da importante contribuição da Lei de Paris, esta apresenta algumas limitações que foram ultrapassadas por propostas alternativas e mais complexas sobre a propagação de fendas à fadiga apresentadas em 2.1.5.1.

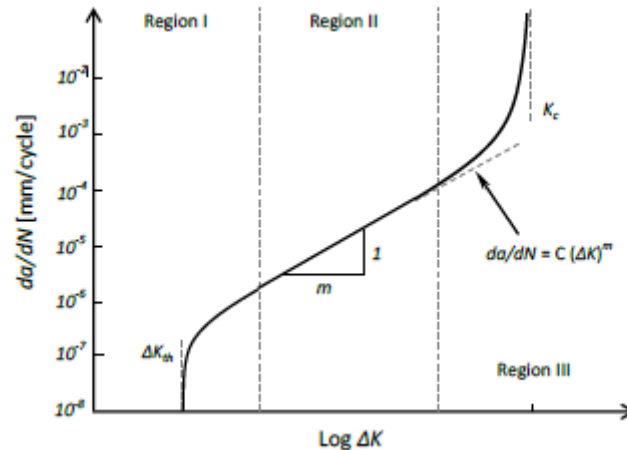


Figura 11 – Regimes da propagação de fendas de fadiga (Correia, 2014)

A amplitude de tensão aplicada é um fator decisivo no processo de propagação da fenda, já que quanto maior, maior será a inclinação da curva e por consequência menor será o número de ciclos necessários para ocorrer a rotura.

2.1.5.1. Outras leis das taxas de propagação de fendas

Walker (1970) propôs uma alternativa em relação à Lei de Paris, onde é introduzido um novo parâmetro, γ , parâmetro de ajuste de Walker. A taxa de crescimento de fenda passa assim a ser dada por:

$$\frac{da}{dN} = C \left[\frac{\Delta K}{(1-R)^{1-\gamma}} \right]^m \quad (14)$$

Para $R=0$, esta expressão é igualada à Lei de Paris. Em que R , é um parâmetro que influencia a taxa de crescimento da fenda e é calculado a partir da seguinte expressão:

$$R = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} \quad (15)$$

O parâmetro pode ser calculado como o valor que melhor consolida os dados ao longo da única linha reta do gráfico log-log da/dN versus $\overline{\Delta K}$, com $\overline{\Delta K}$ definido como:

$$\overline{\Delta K} = \frac{\Delta K}{(1 - R)^{1-\gamma}} \quad (16)$$

Com esta proposta, Walker (1970) introduziu uma abordagem de dois parâmetros (K_{max} e γ) para a propagação de fendas à fadiga e que pode ser reescrita como:

$$\frac{da}{dN} = C[\Delta K^\gamma \cdot K_{max}^{1-\gamma}]^m = C[\Delta K^{1-p} \cdot K_{max}^p]^m \quad (17)$$

Dinda e Kujawski (2004) propuseram a seguinte alteração na equação anterior, excluindo a componente da força de compressão do fator de intensidade de tensão:

$$\frac{da}{dN} = C[(\Delta K^+)^{1-p} \cdot K_{max}^p]^m \quad (18)$$

Este tipo de abordagens foi analisado por outros autores, tais como Donald e Paris (1999) e Vasudevan(1994), que consideraram que a propagação da fenda apenas pode ocorrer quando dois limites forem ultrapassados, nomeadamente, K e K_{max} . Ambas as propostas de Paris e Walker são modelos válidos para a propagação da fenda em regime II, embora Forman(1972) tenha proposto uma extensão à proposta de Walker para o regime de propagação III :

$$\frac{da}{dN} = \frac{C \Delta K^m}{(1 - R)(K_c - K_{max})} \quad (19)$$

Mais tarde esta mesma expressão foi alterada por Hartman e Shjive (1970) de modo a abranger os três regimes de propagação da fenda:

$$\frac{da}{dN} = \frac{C(\Delta K - \Delta K_{th})^m}{(1 - R)K_c - \Delta K} \quad (20)$$

Esta relação resulta numa curva sinusoidal com duas assintotas verticais quando $K_{max}=K_c$ e quando $\Delta K=K_{th}$.

Nesta presente revisão bibliográfica foram apresentadas apenas as abordagens mais relevantes sobre a temática relativa à propagação de fendas. No entanto, apesar da bibliografia apresentar outras opções, estas não serão abordadas na presente revisão.

2.2. TRABALHOS TÉCNICO-CIENTÍFICOS SOBRE FADIGA E FRATURA DE AÇOS, RESINAS ESTRUTURAIS E LIGAÇÕES DE AÇO REFORÇADAS

2.2.1. ADESIVOS ESTRUTURAIS

2.2.1.1. Introdução histórica

A aplicação de resinas a nível industrial data há mais de 300 anos, embora a sua utilização já venha desde vários séculos, quando a matéria prima desta eram plantas, minerais e substâncias de animais, e o seu principal uso era construir instrumentos de caça ou para decoração e pintura por parte dos povos Gregos e Egípcios (Miravalles e Dharmawan, 2007).

A grande comercialização de adesivos industriais começa em 1910 com a introdução de resinas de fenol-formaldeído e colas de caseína (Miravalles e Dharmawan, 2007). No século XIX, ocorreu um grande

crescimento desta área com o desenvolvimento e comercialização das primeiras fitas adesivas sensíveis à pressão, sendo que mais tarde, surgem as primeiras fitas acrílicas e as resinas fenólicas nitrílicas e de finil. Com a evolução da indústria emergem novos tipos de adesivos, tais como resinas epóxi, anaeróbicas e fenólicas, destacando em 1970 a introdução de fitas acrílicas sensíveis à pressão e, por conseguinte, as resinas termo-endurecíveis. O desenvolvimento da indústria química e de polímeros, atualmente, é a grande responsável pela grande variedade a nível de adesivos.

2.2.1.2. Caracterização de adesivos estruturais

O adesivo tem como principal objetivo conter pelo menos duas superfícies permanente unidas. A qualidade dessa união é caracterizada pelo grau de viscosidade, alta durabilidade e em condições secas a união poder adquirir elevadas propriedades de resistência. O conhecimento adequado deste tipo de material, tal como as suas vantagens e desvantagens permite uma melhor aplicação do mesmo garantindo a fixação das duas ou mais superfícies.

Os adesivos estruturais são normalmente caracterizados pelo critério que melhor enfatiza as características com maior interesse, como é sugerido por Hartshom (2012) e que apresenta a seguinte classificação:

- i. Aspeto físico – pó, líquido, fita adesiva e pasta;
- ii. Composição química – epóxi, acrílico, fenólicos, ureia e poliuretanos;
- iii. Natureza dos aderentes – madeira, cerâmica, vidro e metal;
- iv. Condição de cura – temperatura ambiente, temperatura elevada, mistura anaeróbica e radiação;
- v. Uso – Construção.

Este tipo de material tem como principais vantagens o facto de o processo de aplicação ser simples, elevada resistência à corrosão, vazamento de gases e líquidos, funcionando como isoladores térmicos e elétricos, conferindo uma elevada resistência à fadiga. Para além disso, os adesivos estruturais não necessitam de altas temperaturas para a sua união com o material, podendo ser aplicados em qualquer tipo de superfície. Por sua vez, a sua aplicação em altas temperaturas leva a uma diminuição da resistência de ligação. É também possível verificar outras limitações tais como, o longo tempo que os adesivos requerem para adquirir as propriedades de resistência máxima, a inspeção das ligações ser complicada de ser efetuada e o facto de a vida útil dos mesmos ser determinado pelas condições ambientais (Miravalles e Dharmawan, 2007)

2.2.1.3. Utilização de resinas

A ligação efetuada com recurso a adesivos tem uma grande variedade de aplicações, incluindo ligação entre materiais metálicos e entre material metálico e não metálico. Para obtenção de uma ligação com elevadas propriedades e durabilidade é necessário realizar uma boa abordagem sobre as vantagens da utilização de adesivos em relação a fenómenos de fadiga. A aplicação de resinas em ligações surge com o objetivo de reforçar, ou até mesmo, substituir ligações rebitadas que se encontram danificadas em pontes metálicas antigas. Com recurso a ensaios experimentais, representado na Figura 12 é possível confirmar que a solução de utilização de adesivos é preferível ao método de rebitagem, pelo facto de este tipo de ligações libertar o excesso de pressão e também se não existir contacto entre as duas superfícies devido à presença de um adesivo, este protege o material contra a corrosão (Schijve, 2004).

Em Rodrigues (2017) são realizados ensaios experimentais para caracterizar o comportamento estático e à fadiga de duas resinas estruturais usadas em ligações aparafusadas com injeção de resina, mais concretamente, a Sikadur-30® e Sikadur-52®. Estas ligações são normalmente utilizadas quer em reabilitação de pontes metálicas antigas, como na construção de novas estruturas de engenharia. Durante o desenvolvimento deste estudo foi possível concluir que entre as duas resinas, a Sikadur-52 seria mais adequada em parafusos de injeção devido aos seus resultados positivos quando submetida a um regime de baixo número de ciclos, enquanto a resina Sikadur-30 deveria ser utilizada para aplicação de reforços devido ao seu comportamento em regime de elevado número de ciclos.

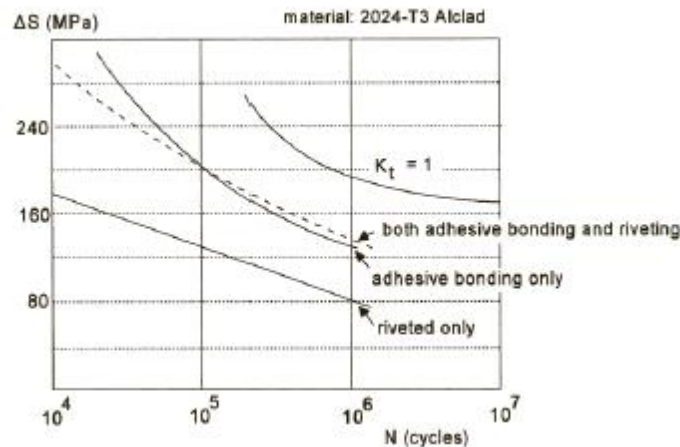


Figura 12- Comparação de curvas S-N entre ligações rebitadas e ligações com resina, (Schjive 2004)

2.2.2. PARAFUSOS DE INJEÇÃO

2.2.2.1. Introdução histórica

Devido à ocorrência de muitas falhas em pontes rebitadas antigas nas suas ligações devido a problemas de corrosão havia uma grande necessidade de reparar ou substituir este tipo de ligação. O facto da grande dificuldade de execução e da ausência de profissionais experientes nessa área tornava este processo difícil de realizar (Gresnigt et al., 2000), surgindo assim a possibilidade de reparação através do recurso a parafusos de injeção (Kortiš, 2011)

A primeira utilização de parafusos de injeção dá-se na data de 1970, na Holanda, em que este método era utilizado para reparação de pontes metálicas antigas rebitadas, maioritariamente em pontes ferroviárias (Rodrigues, 2017).

A adoção desta metodologia foi-se espalhando por toda a Europa, tanto em reparação como em construções novas, em países como Portugal (1980) e Alemanha (1996), representado na Figura 13, onde a aplicação de adesivos estruturais em ligações metálicas provou ser adequada para função à qual foram dimensionados.



Figura 13- Reparação da alma da viga principal através de parafusos de injeção numa ponte em Oranienburg, Alemanha (Gresnigt et al., 2000)

2.2.2.2. Caracterização de Parafusos de Injeção

Os parafusos de injeção são instalados em orifícios 2 a 3 mm maiores que os diâmetros dos parafusos sendo que a cavidade entre o parafuso e a parede do furo tem de ser completamente preenchida com a resina. A aplicação do parafuso de injeção é assumida como sendo anti deslizante após a injeção e a cura completa da resina, sendo possível aplica-los em vez de rebites (Kortiš, 2011). Na Figura 14 é apresentado um exemplo de um parafuso de injeção.

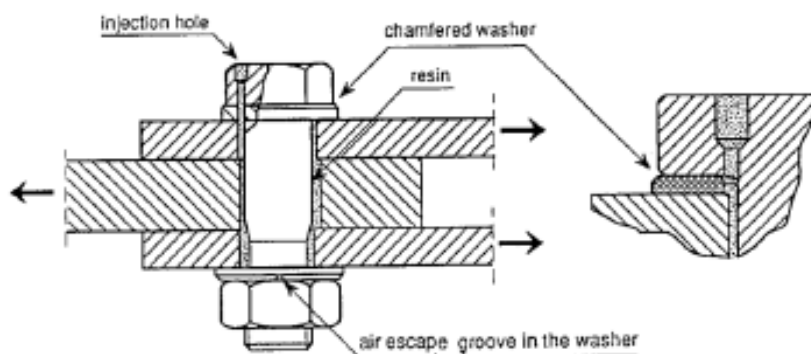


Figura 14- Secção transversal parafuso de injeção (Nikolovski 2009)

Nikolovski (2009) apresenta vários benefícios associados à utilização deste tipo de ligações em estruturas já existentes tais como a boa resistência a carregamentos dinâmicos e a capacidade de impedir a ocorrência de corrosão interna, na medida em que a resina preenche completamente a cavidade que existe entre as paredes do furo e o parafuso. O autor também refere vantagens na utilização deste método em estruturas novas, acrescentado que este tipo de ligação tem requisitos especiais no caso de estar

perante um parafuso de fricção de alta resistência e de a tinta utilizada ter de cumprir o fator de deslizamento necessário.

Por outro lado, um dos principais problemas associados a este tipo de método de reparação é o facto de não ser possível garantir a qualidade do cumprimento de todas as normas exigidas e não existirem métodos aplicáveis para o verificar, na medida em que se os parafusos de injeção forem utilizados para substituir rebites danificados, a sua presença pode mudar o carregamento das ligações existentes (Gresnigt et al., 2000).

2.2.3. REFORÇO DE LIGAÇÕES APARAFUSADAS COM RESINAS

Devido ao grande uso de parafusos de injeção para reabilitação de estruturas antigas e para construção de novas estruturas, vários autores tentaram desenvolver técnicas de modo a melhorar a performance deste tipo de ligações de modo a prolongar a vida útil da estrutura em questão sem ter de estar constantemente a efetuar ações de inspeção e reabilitação à mesma. Baseado em observações de ensaios experimentais realizados em ligações metálicas, Nijgh (2017) aborda uma tentativa de criar uma ligação desmontável com uma rigidez inicial maior e com menos deformações devido à fluência. Para isso, o autor desenvolveu um modelo de parafusos de injeção, apresentado na Figura 15, em que antes da injeção da resina, é adicionado ao espaço vazio da ligação pequenas esferas de chumbo, formando um esqueleto contínuo.

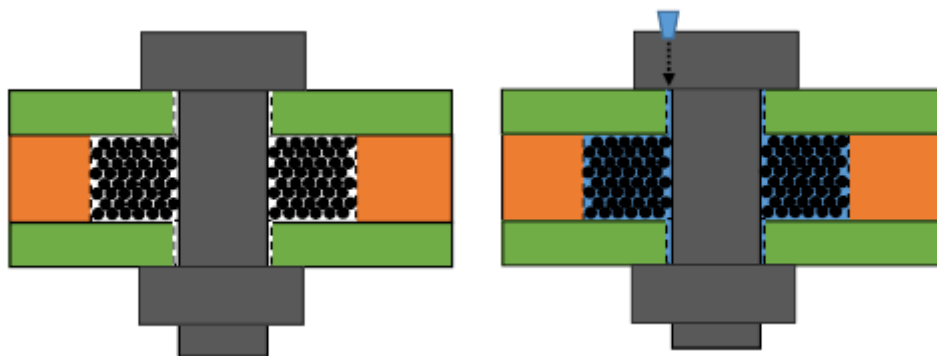


Figura 15 – Conceito de ligação reforçada com esferas de chumbo e resina, Esquerda: Situação antes da injeção da resina, Direita: Situação depois da injeção da resina (azul)(Nijgh, 2017)

Nijgh (2017) apresenta as principais funções dos elementos constituintes desta ligação separadamente e a maneira como estes dois materiais interagem entre si, sendo que as esferas de chumbo têm a função de transferir as cargas pelo contacto entre as partículas e a redução da quantidade de resina necessária para realizar este tipo de ligação (questão económica). Quanto à resina, é referida a capacidade da mesma preencher os espaços vazios entre as partículas de chumbo e de proteger as partículas contra fenômenos de corrosão.

Ensaio realizados durante o estudo mostraram que a ligação reforçada com partículas de chumbo e resina apresenta maior rigidez inicial e uma menor deformação derivado da fluência relativamente ao parafuso de injeção convencional. Este conceito é comparável ao conceito de uso de asfalto de matriz de pedra, utilizado para pavimentos rodoviários. Em conclusão o autor refere que este tipo de ligações apresenta vantagens para ligações submetidas a grandes níveis de carregamento. Apesar dos seus resultados positivos, este tipo de ligação não foi submetido a ensaios de fadiga.

2.2.4. CASOS DE ESTUDO PARA APLICAÇÕES DE ADESIVOS EM ESTRUTURAS DE ENGENHARIA CIVIL

Jesus (2010b) elaborou uma série de ensaios laboratoriais com o objetivo de comparar o comportamento à fadiga de ligações simplesmente aparafusadas e de ligações com parafusos de injeção realizadas com material proveniente de pontes metálicas antigas. No seguimento desse estudo, foram testados dois tipos de geometrias de provetes, sendo um extraído da ponte rodoviária rebitada de Fão e outro retirado da ponte ferroviária rebitada de Trezoi, como pode ser apresentado na Figura 16.

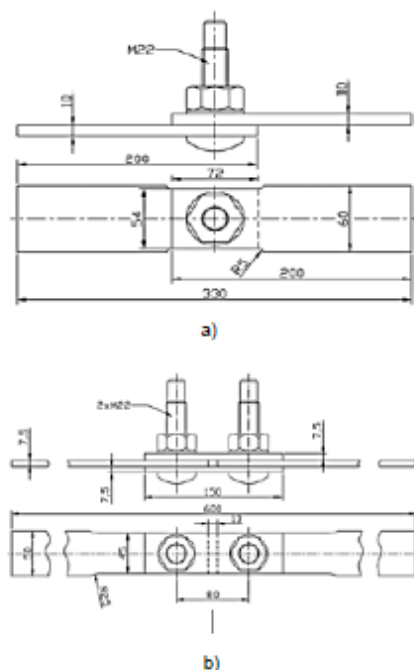


Figura 16 – Geometria dos provetes: a) provetes com ligação de corte simples; b) provete com ligação de corte duplo (dimensões em mm) (De Jesus et al., 2010b)

As ligações foram adaptadas para permitir a injeção de resina para preencher a folga radial de 1mm entre o parafuso e as placas, sendo utilizada uma resina Sikadur-30, resina épxoi e com um tempo de cura de 8 dias. Nos parafusos foi aplicado um momento de aperto de 80 N.m (De Jesus et al., 2010b, Correia et al., 2016)

Nas Figura 17 e na Figura 18 pode-se observar os resultados obtidos para as ligações de corte simples e duplo, respetivamente. As figuras apresentam uma média das curvas S-N, exceto para ligações com parafusos de injeção, visto que para ligações de corte duplo com parafusos de injeção apenas foi testado um nível de tensões.

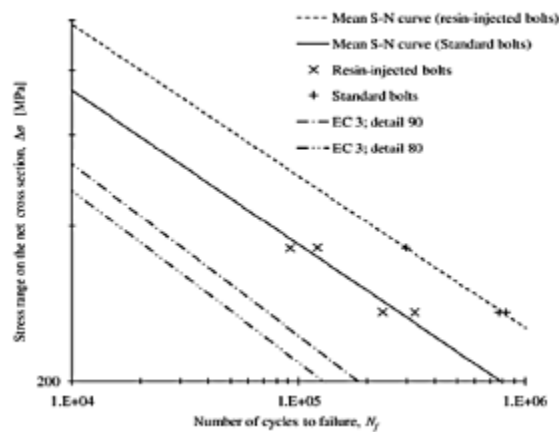


Figura 17- Comparação da Curva S-N média para ligações de material proveniente da ponte de Trezói (Correia et al., 2016)

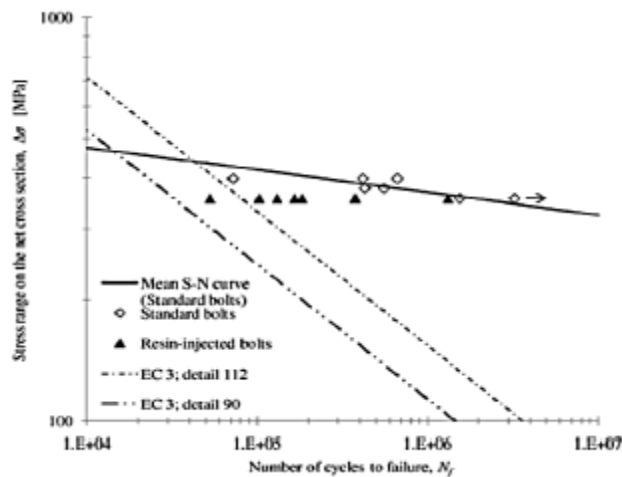


Figura 18- Comparação da Curva S-N média para ligações duplas de material proveniente da ponte de Fão (Correia et al., 2016)

O autor refere que o pré-esforço reduz a concentração de tensão à volta dos furos, aumentando assim a resistência à fadiga, sendo que para elevadas amplitudes de tensão, o pré-esforço inicial nos parafusos poderá aumentar. Porém, o autor afirma que as hipóteses apresentadas deverão ser verificadas por simulações numéricas. Assim, as tensões de contacto de compressão entre o parafuso e o furo aumentam a espessura das chapas devido ao efeito de Poisson tal como a tensão de aperto do parafuso. Por outro lado, a injeção de resina produz uma redistribuição de tensões à volta dos furos reduzindo a magnitude das tensões de compressão e de aperto.

Segundo os ensaios realizados pelo autor, este sublinha que a utilização de parafusos de injeção na reabilitação de pontes metálicas antigas deve ser tida em consideração, pelo facto de reduzir a resistência à fadiga das mesmas.

2.2.5. PROPRIEDADES DA TAXA DE PROPAGAÇÃO DE FENDAS

No início dos anos 60, Paris (1961) mostrou que a Mecânica da Fratura é uma ferramenta importante na caracterização da propagação de fendas, tendo vindo esse conhecimento a ser aplicado desde então apesar de algumas incertezas acerca do assunto (Castillo e Fernández-Canteli, 2009). Os procedimentos para analisar uma amplitude de tensão de fadiga sob condições de pequena deformação plástica, encontram-se bem estabelecidos e permitem a previsão da vida útil de um material, ao contrário de quando a amplitude de tensão é variável e o nível de plasticidade é elevado, em que não existem procedimentos concretos para prever o comportamento do material.

Com o intuito de conhecer o desenvolvimento de fendas de fadiga em pontes metálicas antigas, Correia (2014), desenvolveu um estudo em que são realizados ensaios laboratoriais em provetes CT (ver Figura 19) com material proveniente das pontes Eiffel, Fão, Pinhão e Trezói, sendo utilizados provetes MT da ponte Luíz I, onde um total de 42 provetes foram testados. Como enunciado anteriormente, o estudo da propagação de fendas é realizado através da relação estabelecida pela lei de Paris, onde esta relaciona a taxa de crescimento da fenda com a gama do fator de intensidade de tensões, com C e m a variarem consoante o material.

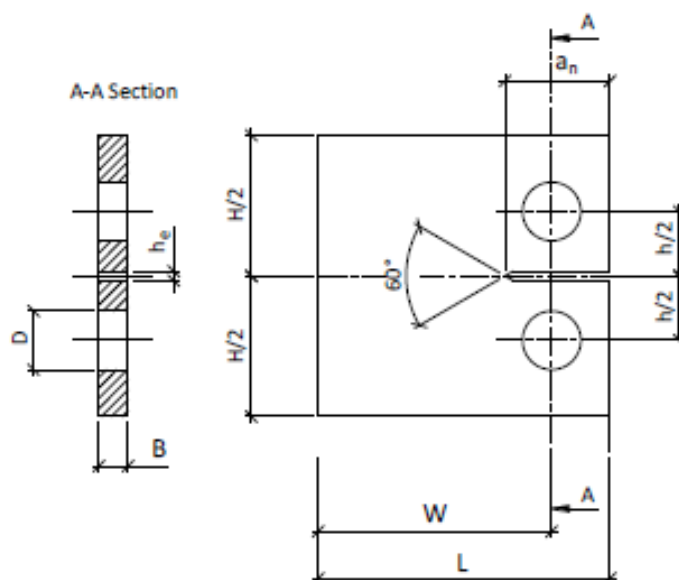


Figura 19- Provete CT usado para ensaios de propagação de fendas de fadiga

O provete CT é um provete de acordo com as normas standart ASTM e ISO, que tem na sua geometria um entalhe e que passa por um processo de pré-carga onde é submetido a cargas cíclicas. A fenda começa a originar-se na origem do entalhe, propagando se até ao final do mesmo.

Correia (2014) desenvolveu uma serie de procedimentos para avaliação do fenómeno de fadiga em componentes estruturais por meio do uso de modelos probabilísticos anteriormente desenvolvidos por Castillo e Fernandez-Canteli (2009) para o campo de ε . O material das pontes Eiffel, Luiz I e Fão foram identificadas como ferro pudelado, enquanto o material da ponte de Trezoi foi classificado como aço estrutural com baixo teor de carbono. As incertezas relativamente ao tipo de material em análise é determinante para a análise do comportamento de estruturas metálicas antigas. Os resultados dos modelos probabilísticos desenvolvidos foram demonstrados para materiais das pontes Eiffel e de Fão e em aços de uso corrente como S355 e P355NL1. Entre outros, foram analisados 2 detalhes estruturais de materiais diferentes, da ponte Eiffel feito de ferro pudelado e outro com recurso a aço P355NL1. Os

resultados foram comparados com resultados de ensaios experimentais anteriormente realizados. Uma boa relação foi obtida entre resultados experimentais e a abordagem probabilística, provando a eficiência deste tipo de procedimento e a sua utilidade de modo a reduzir a extensa análise necessária associado à obtenção de curvas S.N de modo tradicional. Na Figura 20 são representadas as curvas dos dois detalhes para $R=0$.

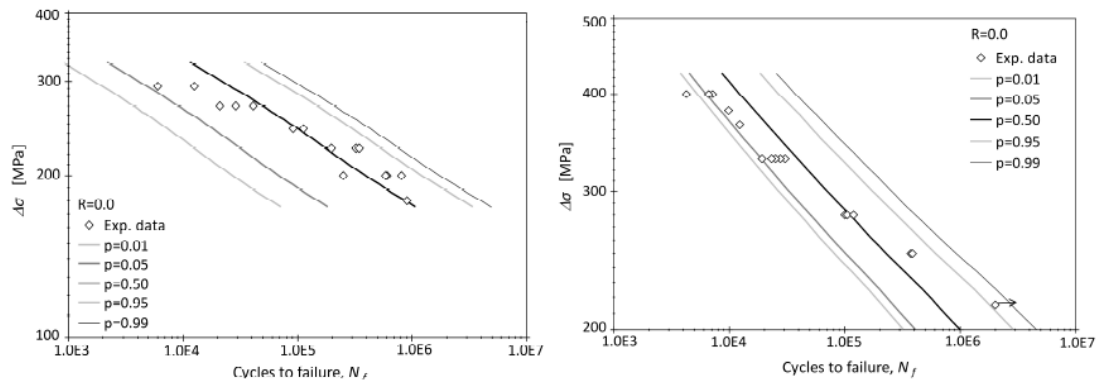


Figura 20- Análise probabilística à fadiga p-S-N_f para pormenores da Ponte Eiffel (esq) e pormenor de aço P355NL1 (dir) (Correia 2014)

Devido à necessidade de reparar/substituir elementos de pontes metálicas antigas, vários estudos analisaram a propagação das fendas em situações de reforço com FRP e a sua influência nesse processo, comparando os resultados obtidos com os ensaios já realizados em entalhes não reforçados.

Em Lesiuk (2017) são testados provetes CT reforçados com FRP, de acordo com a norma ASTM E647-15, 2015 com geometria já definida anteriormente e com material proveniente de uma ponte metálica rebitada localizada na região de Kluczbork na Polónia. A extremidade da fita CFRP deve ser coincidente com a fenda e perpendicular a esta. No total foram testados 3 tipos de provetes, dois reforçados e um sem reforço.

O autor refere que a aplicação de FRP poderá atrasar o crescimento da fenda de fadiga devido à redução do valor de ΔK , referindo a importância de no futuro serem analisados modelos numéricos para determinar as condições mais adequadas o reforço de FRP (orientação das fibras, condições de carregamento) e para perceber melhor o fenómeno local de fecho de fenda durante o processo de fadiga.

2.3. PRESSUPOSTOS DE DIMENSIONAMENTO À FADIGA DE LIGAÇÕES EM AÇO

2.3.1. PROCEDIMENTOS DE AVALIAÇÃO À FADIGA PARA PONTES DE AÇO EXISTENTES

A fadiga é um caso específico de deterioração presente em materiais submetidos a cargas cíclicas, sendo este de grande importância no processo de avaliação de pontes metálicas antigas. Em Kuehn (2008), documento de suporte para implementação e desenvolvimento do Eurocodigo, é possível verificar as diferentes fases desta avaliação, assim como os procedimentos a realizar em cada um delas.

2.3.1.1. Avaliação preliminar

Esta primeira fase tem como objetivo remover dúvidas existentes sobre a segurança da estrutura usando métodos simples e a identificação de partes críticas de elementos presentes na ponte. Durante esta fase de identificação de falhas, é necessário por parte do engenheiro uma análise de documentos existentes referente à estrutura em questão, bem como uma inspeção ao local como forma de confirmar a informação fornecida, tais como desenhos originais e modificações efetuadas numa fase posterior à sua construção. Na maioria das vezes, as fendas ficam identificadas durante esta fase. De seguida, é necessário realizar verificações como se de uma estrutura nova se tratasse, recorrendo a códigos de projeto. Se durante a inspeção ao local não foram identificadas todas as zonas críticas da estrutura, pela Equação 21, é possível obter uma boa estimativa do nível de segurança de cada detalhe da ponte.

$$\mu_{fat} = \frac{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2}} = \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Ff} \cdot \gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_{E,2}} \quad (21)$$

Onde:

μ_{fat} – Fator de segurança;

γ_{Ff} – Coeficiente de segurança relativo às ações;

$\Delta\sigma_{E,2}$ - Tensão equivalente de danos associado aos 2 milhões de ciclos;

$\Delta\sigma_c$ - Resistência à fadiga aos 2 milhões de ciclos;

γ_{Mf} - Coeficiente parcial de segurança à resistência à fadiga.

Este método é ilustrado na Figura 21 numa escala logarítmica. Para valores de $\mu_{fat} \geq 1$, os elementos analisados cumprem os requisitos de segurança à fadiga. Para valores de $\mu_{fat} < 1$, a segurança à fadiga precisa de ser assegurada posteriormente. Uma vez conhecidos os elementos mais críticos, aqueles com valor de μ_{fat} mais baixo, é possível realizar o cálculo da restante vida à fadiga da estrutura. No final desta fase é necessário realizar um relatório com todos os cálculos realizados para a obtenção dos principais elementos críticos de modo a facilitar a continuação da análise da estrutura em fases posteriores.

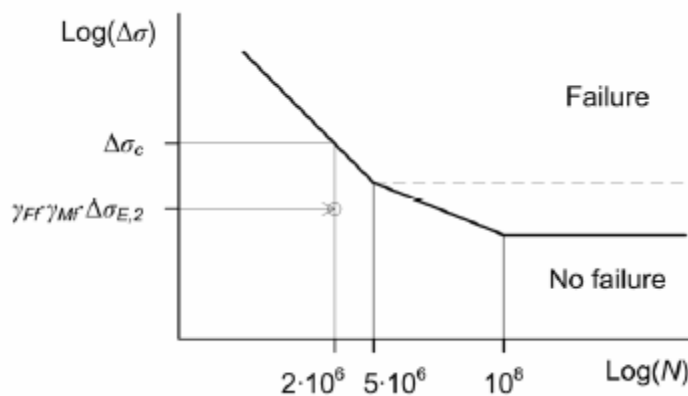


Figura 21- Avaliação preliminar para nível de segurança à fadiga

2.3.1.2. Análise detalhada

Esta parte da avaliação tem como objetivo atualizar a informação dos elementos que não cumpriram os requisitos de segurança à fadiga na fase anterior, pela realização do cálculo da restante vida à fadiga da estrutura pela fórmula do dano acumulado, usando o método linear de Palmgren-Miner. Este é representado pela Equação 22 e na Figura 22.

$$D = \sum \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad (22)$$

Onde:

n_i – número de ciclos de carregamento para $\Delta\sigma_i$;

N_i – vida à fadiga expresso em ciclos do detalhe para $\Delta\sigma_i$.

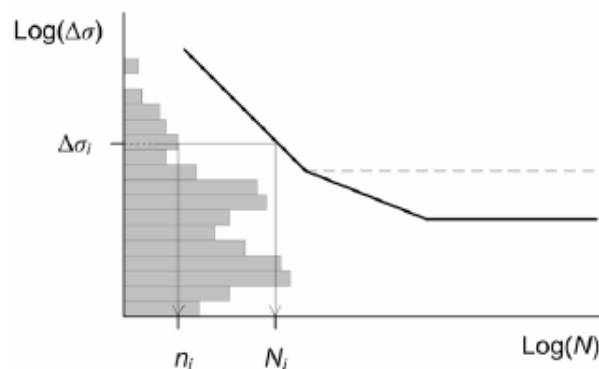


Figura 22- Representação da regra de Palmgren-Miner, (Kuehn et al., 2008)

De modo a obter uma previsão mais correta da análise do dano e da restante vida à fadiga de uma estrutura, o autor refere que devem ser usados casos de carga reais em vez do uso de casos de carga retirados de códigos. Deste modo, a consideração de carga flutuantes é importante de maneira que este introduz na estrutura esforços secundários como esforços de impacto, distorções, deformações fora do plano e vibrações, sendo estes na maioria dos casos determinantes para o aparecimento de falhas em serviço. Deste modo, é necessário também verificar se as características resistentes da ponte são viáveis e foram usadas de forma correta durante a Fase 1. Se após estas verificações, $D < 1$, é então necessário passar à Fase 3.

2.3.1.3. Investigação avançada

Até esta fase, a avaliação do comportamento da ponte à fadiga estava limitada às variações das curvas S-N baseadas na classificação de ligações. Este método é de fácil aplicação e usado pela maioria dos engenheiros devido a uma grande base de dados para vários detalhes estruturais para a realização do mesmo. No entanto, este método não fornece qualquer informação sobre o tamanho das fendas ou fatores de crescimento desta nos diversos estágios da vida restante da estrutura. Na fase 3 é então proposto o uso de métodos baseados na mecânica de fratura, referido anteriormente no ponto 2.1.5.

Uma vez encontrado o modelo mais adequado para análise é necessário de determinar os valores das variáveis. Esta parte é importante pelo facto de existirem parâmetros que variam bastante, podendo induzir em erros de grande escala se introduzidos de forma errada. Várias modificações foram propostas

de modo a obter melhores resultados baseados na mecânica de fratura, como é possível verificar nos capítulos anteriores.

A determinação dos parâmetros a usar pode ser uma tarefa difícil devido à variação dos mesmos e dos efeitos que essas variações podem trazer para o cálculo da vida à fadiga, de modo que, para estimar os parâmetros fadiga usando o método da mecânica de fratura, o autor defende que sempre que possível, estes devem ser baseados em ensaios experimentais (Paris C and m, fy, ΔK_{th} , KIc) realizados na estrutura em questão.

2.3.1.4. Medidas de mitigação

No caso de as fases anteriores não justificarem a continuidade do serviço da ponte nas condições em que esta se apresenta, devem ser implementadas medidas de mitigação. As possibilidades passam por reforçar a ponte, reparar os elementos danificados, intensificação da monitorização, redução do tráfego seja ele ferroviário, rodoviário ou pedonal e em último caso, proceder à demolição da estrutura.

2.3.2. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO À FADIGA

2.3.2.1. Método do dano acumulado

Esta metodologia pode ser usada na maioria dos casos dependendo do tipo de detalhe em análise e da disponibilidade da respetiva curva S-N. A aplicação deste método requiere uma análise dinâmica ou estática da estrutura, considerando casos reais de tráfego ou modos de tráfego standard de modo a obter uma resposta estrutural o mais real possível. A acumulação de dano por fadiga é avaliada usando a lei de Palmgren-Miner, aplicada para diferentes intervalos de gama de tensão $\Delta\sigma_i$, calculados a partir de históricos de tensão e definido pela seguinte Equação:

$$D = \sum \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad (23)$$

Como referido anteriormente, D é o dano acumulado por fadiga considerando um certo carregamento cíclico, n_i é o número de ciclos de carregamento para $\Delta\sigma_i$ e N_i a vida à fadiga expresso em ciclos do detalhe submetido ao mesmo intervalo de tensões. No Anexo A do EN1993-1-9 (2005) são sugeridos passos para calcular o dano acumulado, representados nas seguintes Figuras:

- Depois de definir os cenários de tráfego, determinar a sequência de carregamentos;

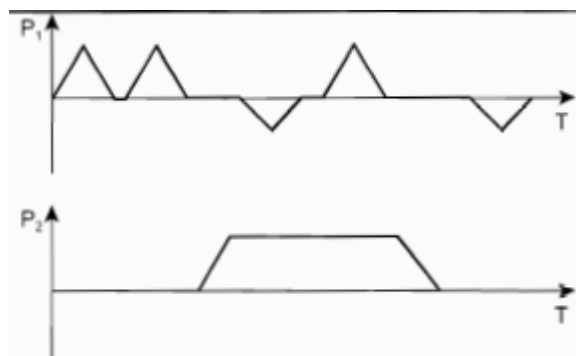


Figura 23 – Sequência de carregamento, EN1993-1-9 (2005)

- Cálculo do histórico de tensões ao longo do tempo para os detalhes críticos;



Figura 24 – Histórico de tensões, EN1993-1-9 (2005)

- Contagem dos ciclos de tensão usando o método do fluxo de chuva ou o método do reservatório;

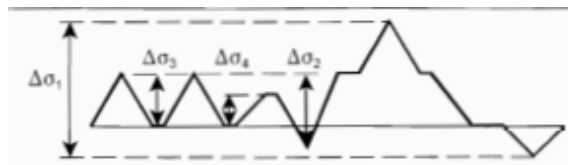


Figura 25 – Contagem de ciclos de tensão, EN1993-1-9 (2005)

- Cálculo do número de ciclos, n_i , associado a cada $\Delta\sigma_i$;

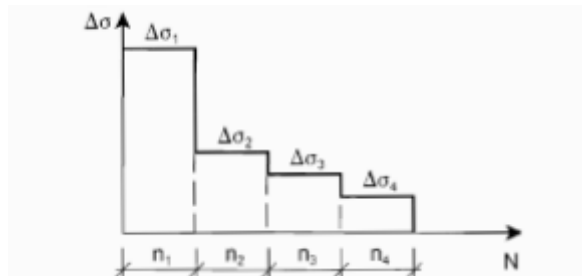


Figura 26- Cálculo do numero de ciclos n_i , EN1993-1-9 (2005)

- Aplicação dos dados na curva S-N;

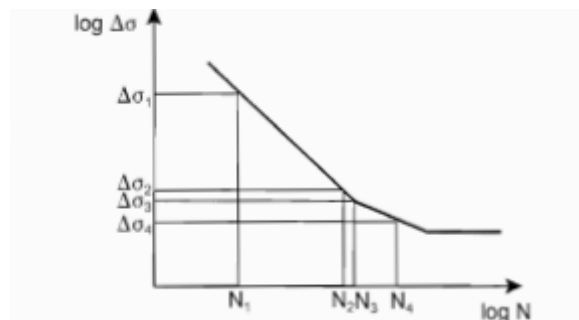


Figura 27 – Definição da curva S-N, EN1993-1-9 (2005)

- Determinação do dano acumulado;

$$\sum \frac{n_i}{N_i} = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \frac{n_3}{N_3} + \frac{n_4}{N_4} \leq D_L \quad (24)$$

2.3.2.2. Método do coeficiente λ

Este método é um método convencional e simplificado para avaliar o comportamento à fadiga de estruturas metálicas, originalmente desenvolvido para pontes ferroviárias, mas que atualmente pode ser aplicado em pontes rodoviárias. O método do coeficiente λ é referido como uma adaptação do conceito da variação da tensão equivalente corrigido por vários fatores λ . A ideia principal deste método é que o dano de fadiga provocado pelo espectro de variação das tensões está associado com uma variação de tensões equivalente, $\Delta\sigma_E$, ou com uma variação de tensões equivalente para 2 milhões de ciclos de tensão, $\Delta\sigma_{E,2}$, também conhecido como força de fadiga. Este método tem como objetivo converter as verificações à fadiga usando os coeficientes λ para uma verificação convencional de controlo à fadiga.

De acordo com o EN1993-2 (1991), a tensão equivalente de danos associado aos 2 milhões de ciclos ($\Delta\sigma_{E,2}$) é definido como:

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda \Phi_2 \Delta\sigma_p \quad (25)$$

Em que λ é fator equivalente de danos, $\Delta\sigma_p$ é a máxima amplitude de tensão provocada pelo modelo de cargas LM71, e Φ_2 é o fator dinâmico respetivo.

O parâmetro λ é obtido considerando quatro fatores parciais diferentes, como expresso na seguinte Equação:

$$\lambda = \lambda_1 \times \lambda_2 \times \lambda_3 \times \lambda_4 \leq \lambda_{max} \quad (26)$$

Em que:

λ_1 é o fator de amplitude, dependendo do comprimento e tipo de estrutura

λ_2 é o fator de volume, dependendo do volume de tráfego

λ_3 é o fator de tempo, dependendo da vida útil da ponte

λ_4 é o fator de tráfego, dependendo do número de vias em que pode haver tráfego

λ_{max} é o valor máximo de dano equivalente tendo em conta o limite de fadiga da ponte, para pontes ferroviárias com extensão menor a 100m este tem o valor de 1,4 segundo o EN 1993-2 (1991)

A verificação da segurança à fadiga é definida pela expressão:

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E2} \leq \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} \quad (27)$$

Em que γ_{Ff} é o coeficiente de segurança relativo às ações, γ_{Mf} é coeficiente parcial de segurança à resistência à fadiga, e $\Delta\sigma_C$ é a resistência à fadiga aos 2 milhões de ciclos.

2.3.2.3. Conceito de tensão equivalente

Em situações de projeto, a análise de casos em que são aplicadas carga de tráfego em pontes é de grande complexidade devido à gama de tensões geradas por essas cargas serem de amplitudes variáveis. Existe então necessidade de representar os efeitos da carga de fadiga causados pelo carregamento de amplitude variável “real” em termos de um efeito de carga de amplitude constante equivalente. Os seguintes princípios são usados para tratar este tipo de situações complexas:

- i. Transformação da carga de amplitude variável em uma carga de amplitude representativa, recorrendo geralmente a um método de contagem cíclica;
- ii. Usando um novo conjunto de carregamentos de amplitude constante representativo para executar a análise à fadiga, recorrendo diretamente ao método do dano acumulado ou ao conceito da variação da tensão equivalente;

Ambos princípios são aplicáveis segundo a norma EN 1991-2 (2003).

Segundo o método de dano acumulado, um detalhe estrutural metálico submetido a um determinado histórico de carregamento irá falhar quando um determinado valor do fator de dano, D , for atingido. No EN 1993-1-9 (2005), esse valor foi definido como apresentado na Equação 28:

$$N_i = N_c \cdot \left(\frac{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_i} \right)^m \quad (28)$$

A gama de tensão equivalente de fadiga, representada na Figura 28, corresponde a uma gama de tensão de amplitude constante cujo dano é idêntico ao provocado por um espectro de tensões de amplitude variáveis, para o mesmo número de ciclos.

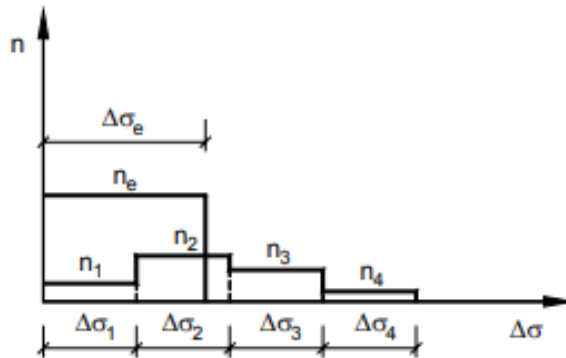


Figura 28 – Representação da tensão equivalente

A gama de tensão equivalente pode ser definida pela seguinte Equação, sendo apenas aplicável em situações em que as diversas classes do espectro de amplitudes de tensão se situam na mesma zona da curva S-N, ou seja, para C e m constantes:

$$\Delta\sigma_E = \left[\frac{\sum_{i=1}^n n_i \times \Delta\sigma_i^m}{\sum_{i=1}^n n_i} \right]^{\frac{1}{m}} \quad (29)$$

De modo a obter o dano acumulado para o fim da vida útil (no caso de uma ponte nova) ou o dano para um determinado tempo (no caso de uma ponte existente) a equação do dano é transformada na seguinte:

$$D = (\gamma_{Ff} \times \gamma_{Mf})^m \times \left(\frac{\Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c(R)} \right)^m$$

$$= (\gamma_{Ff} \times \gamma_{Mf})^m \times \left(\frac{\lambda \times \Phi \times \Delta\sigma_{UIC}}{f(R) \times \Delta\sigma_c} \right)^m \quad (30)$$

Segundo Taras et al.(2010), se o valor de $\Delta\sigma_{c,0}$ da força de fadiga para $R=0$ é conhecido, a força de fadiga $\Delta\sigma_c(R)$ para qualquer R pode ser determinado através de:

$$\Delta\sigma_c(R) = f(R) \times \Delta\sigma_{c,0} \quad (31)$$

Na Figura 29 pode se analisar a dependência de R para ligações rebitadas estabelecida através de um longo processo de observações, sem recorrer a ensaios experimentais.

Wrought iron and mild steel of before 1900	
$R < 0,0/R \geq -1,0$	$R \geq 0,0$
$f(R) = \frac{1-R}{1-0,70 \times R}$	$f(R) = \frac{1-R}{1-0,75 \times R}$
Mild steel post-1900, St37, St48, St52, etc.	
$R < 0,0/R \geq -1,0$	$R \geq 0,0$
$f(R) = \frac{1-R}{1-0,40 \times R}$	$f(R) = \frac{1-R}{1-0,60 \times R}$

Figura 29- Fator de redução/aumento da força de fadiga em função de R , (Taras e Greiner, 2010)

Segundo Taras et al.(2010), o valor de $\Delta\sigma_E$ pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$\Delta\sigma_E = \lambda \times \Delta\sigma_{ref} \quad (32)$$

onde $\Delta\sigma_{ref}$ é a variação de tensão de referência de um determinado modo de carregamento.

2.4. PRESSUPOSTOS DE DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES EM AÇO REFORÇADAS COM FRP

Tal como referido anteriormente, a aplicação de reforço com recurso a placas FRP deve garantir um comportamento constante ao longo do tempo em termos de serviço e estabilidade, devendo o seu comportamento sob condições de fadiga ser controlado, visto que este depende da composição da matrix do polímero, do tipo de fibra com que estamos a trabalhar e das condições ambientais a que se encontra sujeito e conseqüente degradação. Além disso, também é necessário verificar a presença de falhas no material provenientes de defeitos de fabricação que possam levar um mau comportamento em serviço (CIRIA, 2018).

2.4.1. ELEMENTOS REFORÇADOS SUJEITOS A FENÓMENOS DE FADIGA

Em estruturas metálicas reforçadas com placas FRP, as fendas devido a fadiga poderão ocorrer de duas maneiras (Aiello et al., 2014):

- i. Delaminação do reforço FRP;
- ii. Danificação da estrutura metálica.

Devido à concentração de tensões, as zonas da extremidade do reforço e de discontinuidades geométricas, em que é necessário realizar uma sobreposição do material, são as zonas mais sensíveis para ocorrência de danos de fadiga na placa FRP. De modo a reduzir esse tipo de falhas é recomendado que as extremidades do reforço estejam localizadas em zonas de tensões baixas do elemento metálico (Aiello et al., 2014).

A propagação das fendas em estruturas metálicas depende da variação do esforço efetivo representado pela equação 33 e é ilustrado na Figura 30.

$$\Delta\sigma_{eff} = \sigma_{max} - \sigma_{min,eff} \quad (33)$$

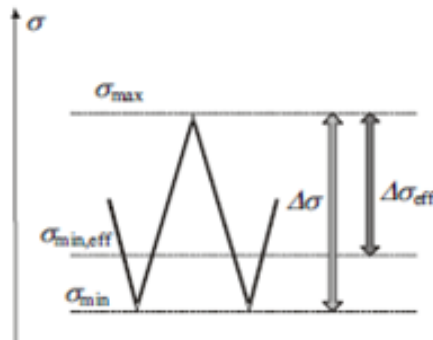


Figura 30- Gráfico representativo da variação do esforço efetivo (Aiello et al., 2014)

A tensão mínima efetiva é função de R e pode ser definida pela seguinte Equação:

$$\sigma_{min,eff} = \sigma_{max} \times \max \left[R; \frac{1}{1 + \alpha} \times \left(1 + \frac{R \times \sigma_{max}}{\sigma_0} \right) \right] \quad (34)$$

Onde:

α – fator de restrição plástico;

σ_0 – Valor médio entre a tensão de cedência e a tensão de rotura.

A aplicação de reforço placas de FRP tem como principal objetivo a reduzir o crescimento das fendas e estender a vida útil à fadiga de estruturas metálicas de três maneira diferentes (Aiello et al., 2014) :

- i. Redução da variação do esforço efetivo em torno das fendas;
- ii. Impedir o crescimento das fendas já existentes;
- iii. Forçar o fecho das fendas.

Para a impedir o crescimento das fendas devido a problemas de fadiga, o mesmo autor defende a aplicação de FRP pré-esforçado de modo a introduzir esforços de compressão, σ_{sp} , no elemento estrutural, reduzindo a razão de tensões, R:

$$R = \frac{\sigma_{min} - \sigma_{sp}}{\sigma_{max} - \sigma_{sp}} \quad (35)$$

Segundo (Aiello et al., 2014) e seguindo alguns princípios da mecânica de fratura, é proposto um método para avaliar o nível de pré esforço a aplicar nas placas FRPs (σ_{fp}) de modo a reduzir a propagação de fendas. Este permite conhecer o nível de tensão no estrato metálico (σ_{sp}), se forem conhecidos o campo de tensões e as propriedades do material. A condição a ser satisfeita é apresentada seguinte Equação:

$$\Delta K_{eff} = \frac{\Delta K_{eff,th}}{\gamma_s} \quad (36)$$

Na Figura 31 é ilustrado o método enunciado:

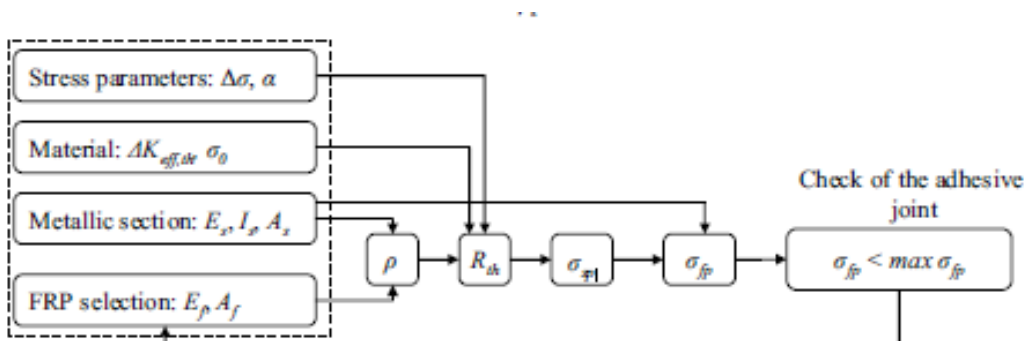


Figura 31- Processo iterativo para dimensionamento da lamina pré esforçada de FRP , (Aiello et al., 2014)

O parâmetro R_{th} é calculado através da Equação:

$$\sigma_{sp} = \frac{\rho}{\gamma_{Rd} \cdot (1-R)} \cdot (\sigma_{min} - R_{th} \cdot \sigma_{max}) \quad (37)$$

Onde:

γ_s – fator do material metálico;

$\eta = \eta_a \times \eta_1$ – representa o fator de conversão que depende de efeitos exteriores que afetam a durabilidade e o comportamento do FRP, sendo que η_a representa os efeitos de ambientais como humidade, temperatura e radiação UV e η_1 representa efeitos derivados da fadiga, relaxação e fluência;

γ_{Rd} – fator de resistência dos modelos para ULS;

$\Delta K_{eff,th} = 100 \text{ N/mm}^{3/2}$;

$\alpha = 1.68$;

Os valores dos referidos parâmetros encontram se em (Aiello et al., 2014).

O valor do esforço de compressão a ser aplicado no elemento metálico de modo a obter R_{th} , pode ser calculado através da seguinte Equação:

$$\Delta \sigma = \frac{\eta \cdot (1 - R_{th}) \cdot \sigma_0 \cdot \alpha}{2 \cdot R_{th} \cdot \gamma_{Rd}} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{\Delta K_{eff,th}}{\gamma_s} \cdot \frac{4 \cdot R_{th} \cdot (1 + \alpha)}{\alpha^2 \cdot \sigma_0 \cdot \rho \cdot \sqrt{\pi \cdot a}}} \right) \quad (38)$$

Apesar de não ser uma considerado uma norma oficial, Aiello et al. (2014) apresenta uma proposta para o dimensionada do FRP no reforço de ligações metálicas.

3

METODOLOGIA DE ANÁLISE**3.1. INTRODUÇÃO**

Neste capítulo são analisados os elementos a utilizar na análise de fadiga de uma ponte metálica ferroviária e expressões a aplicar no Capítulo 5. É feita a apresentação dos fatores de amplificação dinâmica, bem como das características dos modelos de carga dos comboios de fadiga a utilizar, incluindo os cenários de tráfego, pesado, ligeiro e normal.

De seguida, é apresentado o programa de cálculo FDT - Fatigue Damage Tool, disponibilizado pela FEUP, um programa que utilizando como base o método do dano acumulado e das curvas S-N presente no EN 1993-1-9(2005), realiza o cálculo do dano provocado pela passagem dos comboios de fadiga.

Por último, são apresentadas algumas considerações sobre o material de reforço FRP, como propriedades físicas, método de aplicação, orientação das fibras e expressões a aplicar em casos em que o pormenor apresenta fenda de fadiga e em casos em que a fenda de fadiga ainda não é visível.

3.2. ANÁLISE ESTÁTICA

No dimensionamento de pontes ferroviárias é necessário ter em conta as ações dinâmicas que afetam o seu funcionamento e o conforto dos passageiros, principalmente quando falamos de linhas ferroviárias de alta velocidade. Quando é realizada um análise dinâmica, é necessário ter em consideração a complexidade da mesma devido ao grande número de fatores que a influenciam, tais como:

- i. Velocidade de circulação na ponte;
- ii. Massa da estrutura;
- iii. Frequência natural da estrutura;
- iv. Amortecimento da estrutura.

Para pontes ferroviárias que permitam velocidades superiores a 200 km/h, os efeitos dinâmicos tendem a ser mais comuns, como resultado dos efeitos de ressonância. O dimensionamento de um estrutura em estado limite último, de acordo com o EN 1991-2 (2003), utiliza os modelos de carga LM71 (Load Model 71) e os modelos de carga SW/0 e SW/2, majoradas por fatores dinâmicos (Φ_2 e Φ_3). No entanto, como o objetivo da presente tese prende-se com a análise de fadiga de pontes ferroviárias, utilizam-se apenas os modelos de comboios de fadiga de acordo com três cenários de tráfego, pesado, ligeiro e médio. Assim, de forma a se ter em conta os efeitos dinâmicos devidos à passagem dos comboios, são realizadas análises estáticas para a determinação dos esforços que serão posteriormente multiplicados por um coeficiente de amplificação dinâmica. Na Tabela 1,2 e 3 são apresentados os cenários de tráfego.

Tabela 1 – Cenário de tráfego leve, EN 1991-2 (2003)

Tipo de comboios	Número de comboios diários	Massa do comboio (t)	Volume de tráfego anual (10 ⁶ t/ano)
1	10	663	2.4
2	5	530	1.0
5	2	2160	1.4
9	190	296	20.5
Total	207		25.3

Tabela 2 – Cenário de tráfego pesado, EN 1991-2 (2003)

Tipo de comboios	Número de comboios diários	Massa do comboio (t)	Volume de tráfego anual (10 ⁶ t/ano)
5	6	2160	4.73
6	13	1431	5.79
11	16	1135	6.63
12	16	1135	6.63
Total	51		24.78

Tabela 3 – Cenário de tráfego standard, EN 1991-2 (2003)

Tipo de comboios	Número de comboios diários	Massa do comboio (t)	Volume de tráfego anual (10 ⁶ t/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
Total	67		24.95

Tal como dito anteriormente, os efeitos dinâmicos resultantes da passagem de comboios de fadiga para velocidades até 200 km/h podem ser considerados através de coeficientes de amplificação dinâmica φ definidos no Anexo D da EN1991-2 (2003). Esses coeficientes são definidos pela seguinte equação:

$$1 + 0.5(\varphi' + 0.5\varphi'') \quad (39)$$

Em que:

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \quad (40)$$

Com:

$$K = \begin{cases} \frac{v}{160} \text{ para } L \leq 20m \\ \frac{v}{46.16L^{0.408}} \text{ para } L > 20m \end{cases} \quad (41)$$

em que v é a velocidade máxima (m/s) do comboio de fadiga e L é o comprimento de referência que depende do elemento a analisar e que pode ser calculado através da Tabela 6.2 da EN1991-2 (2003), e:

$$\varphi'' = 0.56e^{\frac{L^2}{100}} \quad (42)$$

Uma vez que as velocidades máximas permitidas na ponte estudada na presente tese são inferiores a 200 km/h, a avaliação dos efeitos de fadiga foram levados a cabo através de análises estáticas cujos efeitos foram multiplicados pelo coeficiente de amplificação dinâmica definido anteriormente. Os cálculos associados a este processo encontram-se apresentados no Capítulo 5.

3.3. ANÁLISE DE FADIGA

A análise da resistência à fadiga de elementos estruturais de pontes ferroviárias pode ser realizada por diversos métodos, tal como referido e exposto anteriormente Capítulo 2.

Na presente tese utilizou-se o programa FDT - Fatigue Damage Tool, disponibilizado pela FEUP, que analisa a resistência à fadiga através do método do dano acumulado tendo por base curvas S-N, tais como as disponibilizadas na EN 1993-1-9 (2005). De seguida será explicado o funcionamento do programa bem como a sua comparação com a informação presente no EN 1993-1-9 (2005).

Em relação à ferramenta de cálculo, este inicia-se com o separador “Input parameters”, apresentado na Figura 32, onde dá opção ao utilizador de: (1) selecionar o tipo de análise a realizar, em relação esforço normal ou ao esforço transversal; (2) selecionar o tipo de curva de fadiga a usar de acordo com o EN 1993-1-9, com um ou dois declives, sendo que também dá liberdade ao utilizador para definir o declive pretendido; (3) selecionar a categoria do detalhe a utilizar na análise e respetiva resistência à fadiga aos 2×10^6 ciclos, $\Delta\sigma_c$, sendo os restantes atributos calculados automaticamente pelo programa; (4) definir o coeficiente de segurança relativo às ações, γ_{Ff} , sendo este por defeito igual à unidade.

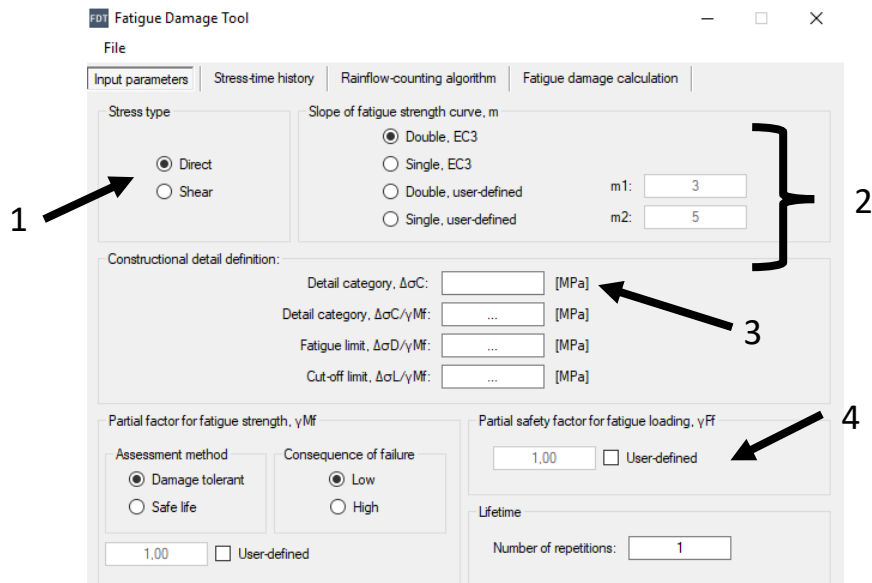
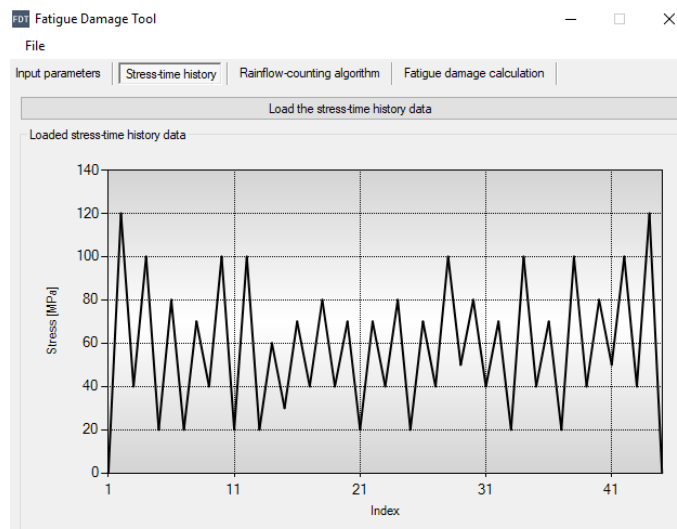
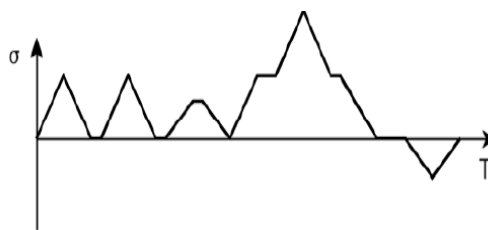


Figura 32 – Separador inicial do programa FDT - Fatigue Damage Tool

De seguida no separador “Stress-time history”, é necessário introduzir os dados do historial de tensões. Após carregar os dados, o programa fornece ao utilizador o gráfico do historial introduzido anteriormente como apresentado na Figura 33.



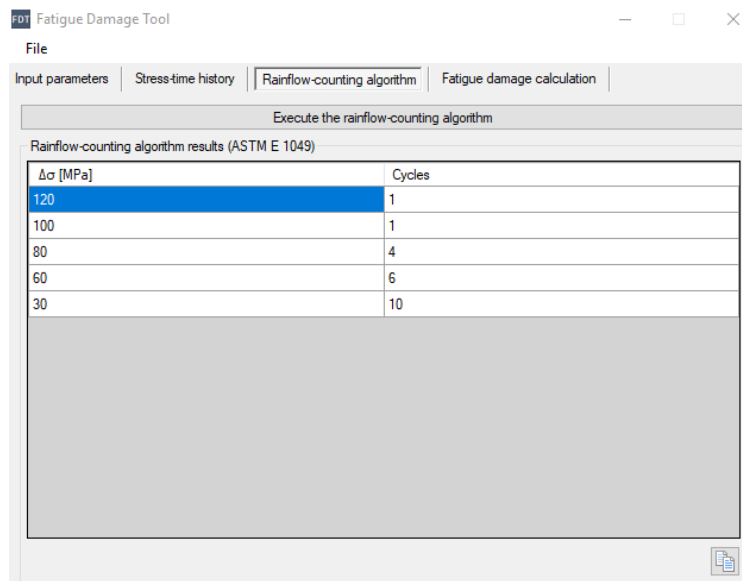
a)



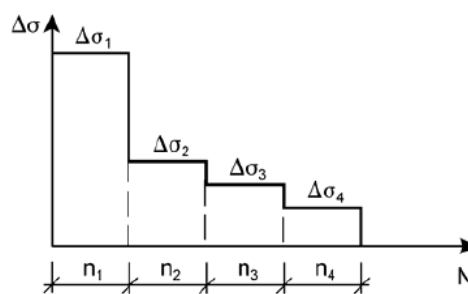
b)

Figura 33- Processo do programa de cálculo FDT – Fatigue Damage Tool (a) em comparação com a norma EN 1993-1-9 (2005) (b)

Passando para o separador seguinte “Rainflow- Counting algorithm”, é realizada uma contagem de ciclos pelo método do *Rainflow* e uma separação de valores por intervalos de espectros de tensões, apresentado na Figura 34.



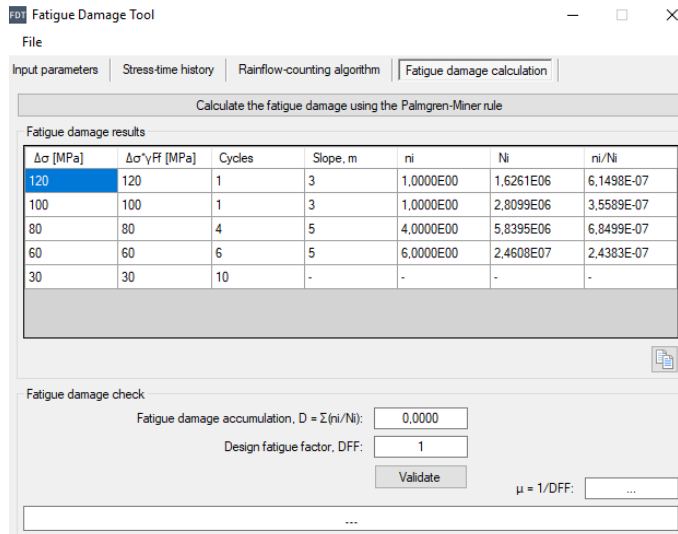
a)



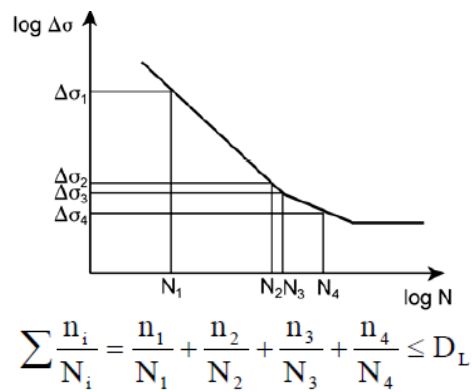
b)

Figura 34 - Método do *Rainflow* segundo o programa de cálculo FDT – Fatigue Damage Tool (a) em comparação com a norma EN 1993-1-9 (2005) (b)

No último separador, “Fatigue damage calculation” é realizado o cálculo do dano de fadiga no pormenor em questão pela regra de Palmgren-Miner, apresentado na Figura 35.



a)



b)

Figura 35 - "Fatigue damage calculation" segundo o programa de cálculo FDT – Fatigue Damage Tool (a) em comparação com a norma EN 1993-1-9 (2005) (b)

Este procedimento é utilizado no Capítulo 5 para calcular o dano acumulado de um pormenor estrutural da Ponte de Bristol.

3.4. INFLUÊNCIA DAS PLACAS DE FRP

Durante o dimensionamento das placas de FRP, deve-se ter em conta que o comportamento deste material não exibe um comportamento dúctil, sendo caracterizado por ter propriedades elásticas anisotrópicas, mais concretamente ortotrópicas (Bank, 2006, Barbero, 2017). É necessário também considerar os diferentes valores do módulo de elasticidade que este material possui, bem como a sua baixa densidade. O peso próprio reduzido do polímero e a sua baixa rigidez à flexão/torção levam a que os efeitos de vibração atuem de forma mais significativa (Živanović et al., 2014).

Para conseguir comparar o comportamento de pormenores estruturais não reforçados com o comportamento de pormenores estruturais reforçados com FRP é necessário estudar o comportamento do reforço em situações de fadiga, bem como definir resistência à fadiga aos 2×10^6 ciclos, $\Delta\sigma_c$.

Hu et al.(2017) propõe métodos de análise da fadiga para elementos reforçados com ou sem fenda de fadiga existente ,baseado em estudos experimentais anteriores (Zhao et al., 2000),definindo coeficientes de homogeneização entre CFRP e o material que este irá reforçar e apresenta exemplos de detalhes reforçados apresentando informações sobre onde aplicar o reforço e a respetiva orientação das fibras. Na Figura 36 é apresentado parte da tabela de detalhes estruturais reforçados em Hu et al. (2017).

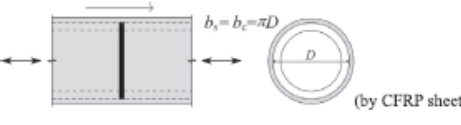
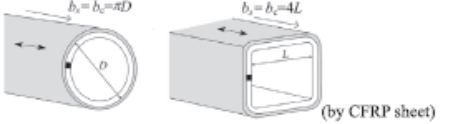
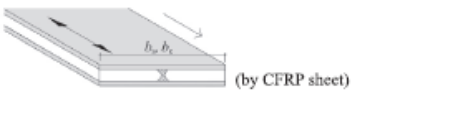
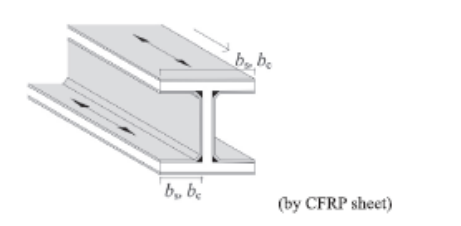
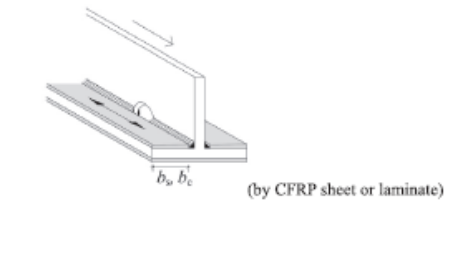
		Transverse butt weld splice in circular hollow section, welded from one side, full penetration, potential failure from root: root inspected by NDT no NDT	71 36	Grade 2
3. Longitudinal load-carrying welds		Automatic longitudinal seam welds: without stop/start positions in hollow sections with stop/start positions	125 90	Grade 2
		Longitudinal butt weld, both sides ground flush parallel to load direction, proven free from significant defects by appropriate NDT	125	Grade 2
		Longitudinal butt weld: without stop/start positions, NDT with stop/start positions	112 90	
		Continuous automatic longitudinal fully penetrated K-butt weld without stop/start positions (based on stress range in flange) NDT	125	Grade 2
	Continuous automatic longitudinal double-sided fillet weld without stop/start positions (based on stress range in flange)	112		
	Continuous manual longitudinal fillet or butt weld (based on stress range in flange)	90		
		Longitudinal butt weld, fillet weld or intermittent weld with cope holes (based on normal stress in flange σ and shear stress in web τ at weld ends, cope holes not higher than 40% of web: $\tau/\sigma = 0$ $\tau/\sigma = 0.0 - 0.2$ $\tau/\sigma = 0.2 - 0.3$ $\tau/\sigma = 0.3 - 0.4$ $\tau/\sigma = 0.4 - 0.5$ $\tau/\sigma = 0.5 - 0.6$ $\tau/\sigma > 0.6$	71 63 56 50 45 40 36	Grade 1 [36]

Figura 36 – Tabela de detalhes estruturais reforçado com FRP (Hu et al., 2017)

Para pormenores estruturais sem presença de fendas de fadiga com reforço de placas FRP, as tensões devem ser calculadas pelas seguintes expressões:

$$S_{c/FRP} = S_{s/FRP} \times \frac{1}{1 + \left(\frac{E_c}{E_s}\right) \left(\frac{b_c}{b_s}\right) \left(\frac{t_c}{t_s}\right)} \quad (43)$$

$$S_{c/FRP} = S_{s/FRP} \times \frac{1}{1 + 2 \times \left(\frac{E_c}{E_s}\right) \left(\frac{b_c}{b_s}\right) \left(\frac{t_c}{t_s}\right)} \quad (44)$$

$$S_{c/FRP} = S_{s/FRP} \times \frac{1}{1 + \left(\frac{E_f}{E_s}\right) \left(\frac{b_f}{b_s}\right) \left(\frac{t_f}{t_s}\right)} \quad (45)$$

$$S_{c/FRP} = S_{s/FRP} \times \frac{1}{1 + 2 \times \left(\frac{E_f}{E_s}\right) \left(\frac{b_f}{b_s}\right) \left(\frac{t_f}{t_s}\right)} \quad (46)$$

Onde S representa o esforço nominal, E é o módulo de elasticidade, b , a largura e t , a espessura. Em que c representa o conjunto do FRP com o adesivo, s representa o aço, f , a fibra de FRP e a o adesivo. Os índices $s/$ e $c/$ representam sem e com, respetivamente. As Equações 43 e 45 são aplicáveis para reforços simples e as Equações 44 e 46 são aplicáveis para reforços duplos.

Para pormenores com a presença de fendas de fadiga, são apresentadas as seguintes expressões:

$$\Delta\sigma_{c/FRP} = \Delta\sigma_{s/FRP} \times \frac{E_s t_s (b_s - 2a)}{E_s t_s (b_s - 2a) + E_c t_c b_c} \quad (47)$$

$$\Delta\sigma_{c/FRP} = \Delta\sigma_{s/FRP} \times \frac{E_s t_s (b_s - 2a)}{E_s t_s (b_s - 2a) + 2E_c t_c b_c} \quad (48)$$

Com $\Delta\sigma_{s(FRP)}$ igual à variação do esforço nominal no pormenor estrutural. Tal como nas expressões anteriores, a primeira enquadra-se na aplicação de reforços simples e a segunda na aplicação de reforços duplos, sendo estes reforços representados na Figura 37.



Figura 37 – Representação da aplicação de reforço FRP simples (a) e duplo (b)

Estas expressões e considerações são utilizadas na análise de fadiga de elementos estruturais da ponte de Bristol no capítulo 5, com objetivo de comparar os resultados com e sem reforço.

MODELAÇÃO DA PONTE FERROVIÁRIA DE BRISTOL

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresenta-se o caso de estudo da presente tese, ponte ferroviária de Bristol, situada na região de Stonehouse, Gloucestershire (Figura 38), que faz a ligação entre as cidades de Bristol e Gloucester, sob a estrada A419 entre as cidades de Newton e Stonehouse (Reino Unido).



Figura 38- Localização da ponte de Bristol(Google Maps,2019)

4.2. DESCRIÇÃO DA PONTE BRISTOL

A ponte de Bristol (ver Figura 39) tem 25.30 metros de comprimento, com um vão efetivo de 22m, um gabarit de 5.31m e uma inclinação de 14.5°. Esta ponte ferroviária simplesmente apoiada, construída com aço S265, apresenta uma estrutura tipo grelha com 3 longarinas unidas por carlingas espaçadas de 0.60m (Figura 40). As longarinas, apresentadas na Figura 41, são constituídas por caixões ocos, sendo os banzos superiores e inferiores reforçados na zona dos apoios, como será descrito mais adiante. As carlingas são constituídas por uma secção em “T” invertido às quais está soldada uma chapa de pavimento que forma o banzo superior desses perfis.



Figura 39 – Ponte de Bristol (Jaggery, 2018)



Figura 40 – Vista inferior da ponte de Bristol (Network Rail, 2017)



Figura 41 – Secções das longarinas da ponte de Bristol, adaptado (Shawcross, 2001)

Pela Figura 42 pode-se observar que a estrutura na ponte contém duas vias férreas e é constituída por passeios em ambos os lados com guardas formadas por perfis metálicos apoiados sobre a extremidade dos mesmos. As longarinas são apoiadas por aparelhos de apoio que se encontram sobre elementos de betão armado com revestimento em alvenaria.



Figura 42 – Vias férreas sobre a Ponte de Bristol (Network Rail, 2017)

Não se conseguiu determinar a data da construção original da ponte em estudo, sabendo-se apenas que sofreu remodelações significativas em 1973. As últimas inspeções realizadas à ponte foram efetuadas nos anos de 2017 e 2018 pela entidade responsável, Network Rail. A partir do documento (Shawcross, 2001) elaborado de uma das inspeções à ponte foi possível obter plantas, cortes longitudinais e transversais da estrutura e identificar as secções da mesma. Na Figura 43 é apresentada a planta da estrutura.

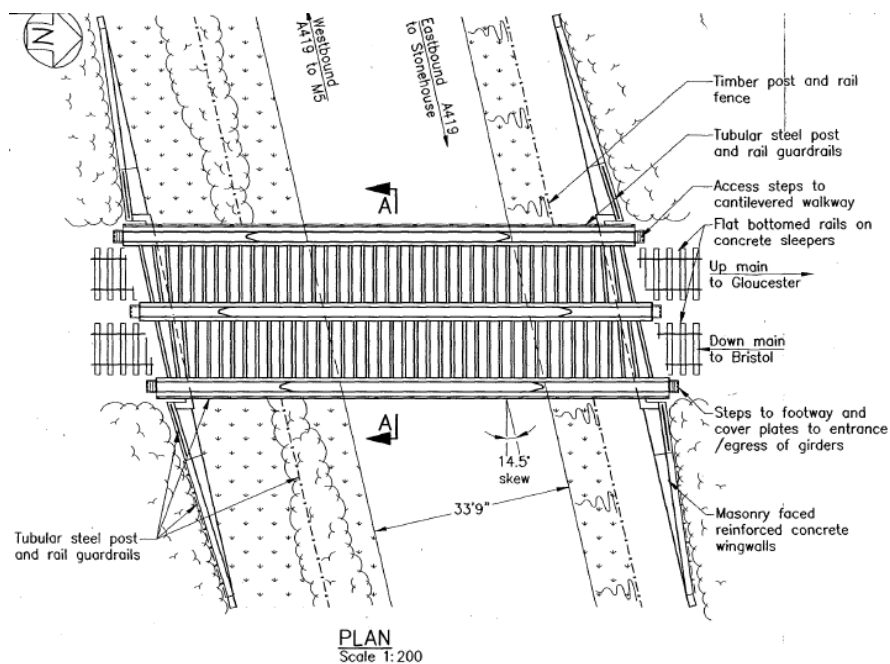


Figura 43 – Planta da ponte Bristol, (Shawcross, 2001)

Na Figura 44 é apresentado um alçado longitudinal da ponte onde é possível identificar algumas dimensões como o comprimento da ponte e o vão efetivo. Na Figura 45 encontra-se representado um corte transversal com informação sobre a largura da ponte e a distância entre os carris e as longarinas mais próximas.

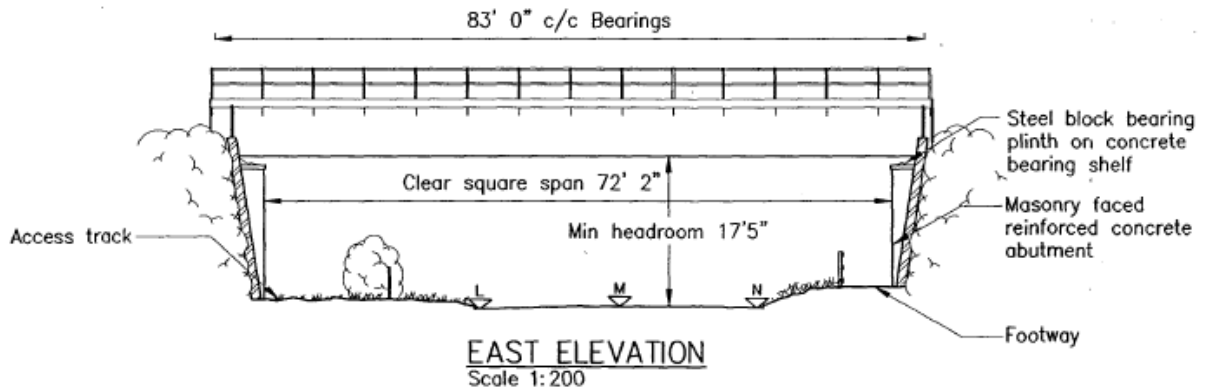


Figura 44 – Corte longitudinal Este da ponte de Bristol, (Shawcross, 2001)

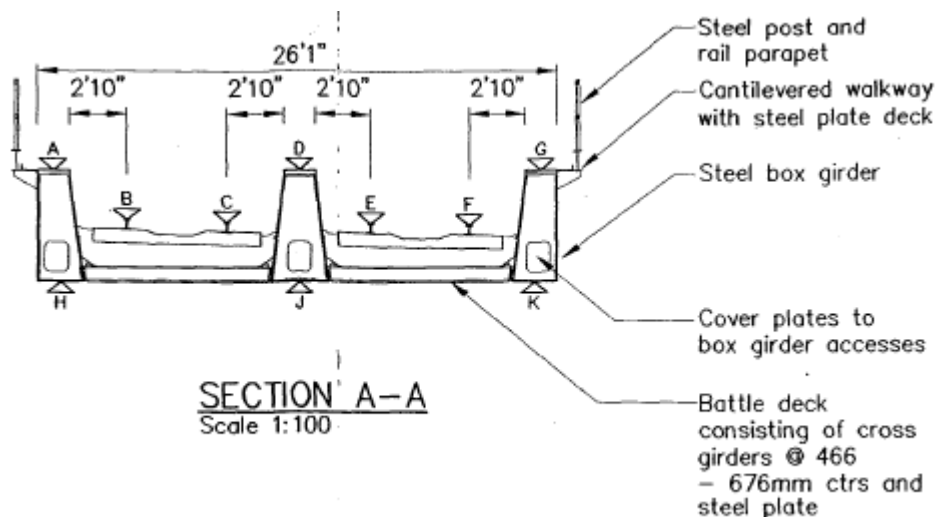


Figura 45 – Corte transversal ponte de Bristol, (Shawcross, 2001)

No corte transversal, apresentado na Figura 46 com as dimensões em metros, é possível observar a zona do meio vão. Como referido anteriormente, a zona dos apoios encontra-se reforçada com placas de aço nos banzos. Este pormenor estrutural, tanto na longarina lateral como na longarina central, é apresentado na Figura 47 e Figura 48, respetivamente.

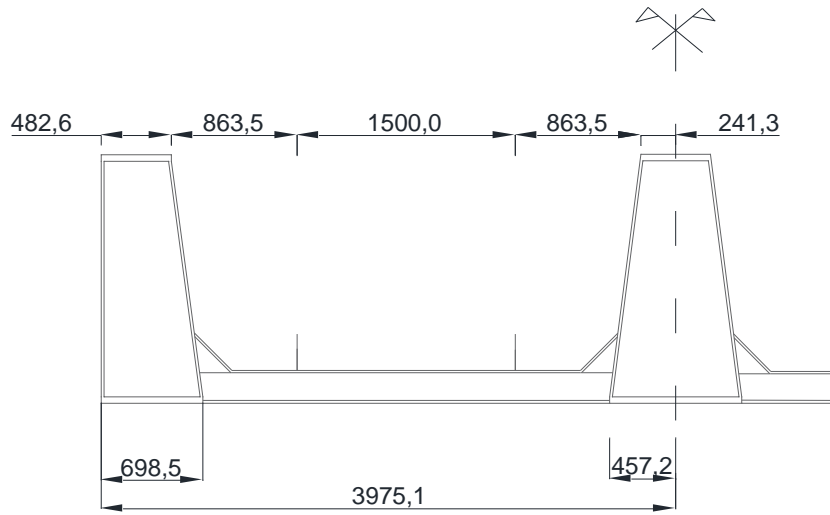


Figura 46- Corte Transversal na zona do meio vão

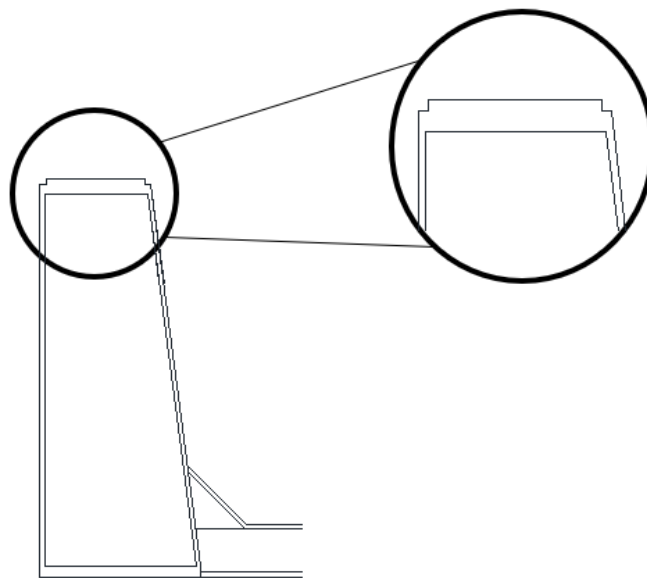


Figura 47 – Pormenor do reforço estrutural na longarina lateral na zona dos apoios

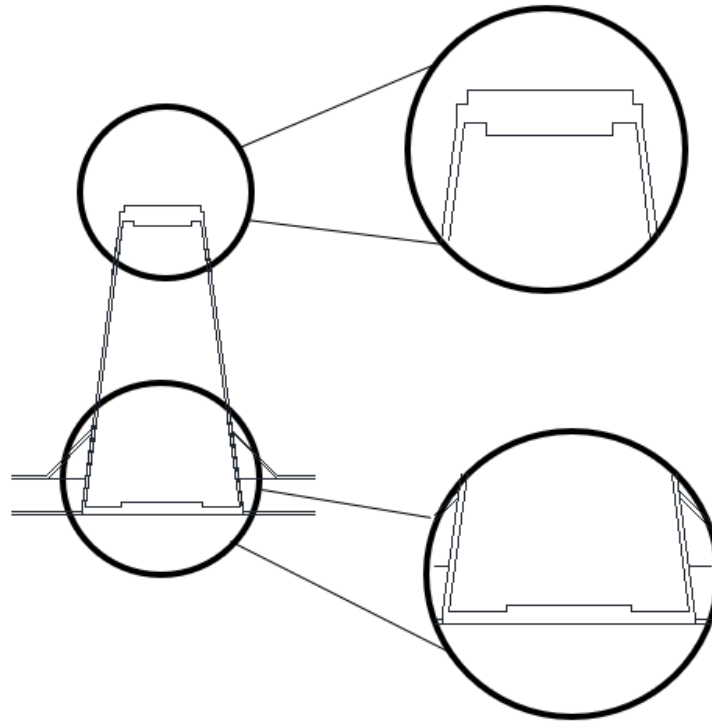


Figura 48 – Pormenor superior e inferior do reforço na longarina central na zona longarina central

De reparar que a certo ponto, a chapa de pavimento soldada separa-se da secção em “T” invertido, alterando a secção carlinga. Este pormenor é apresentado na Figura 49.

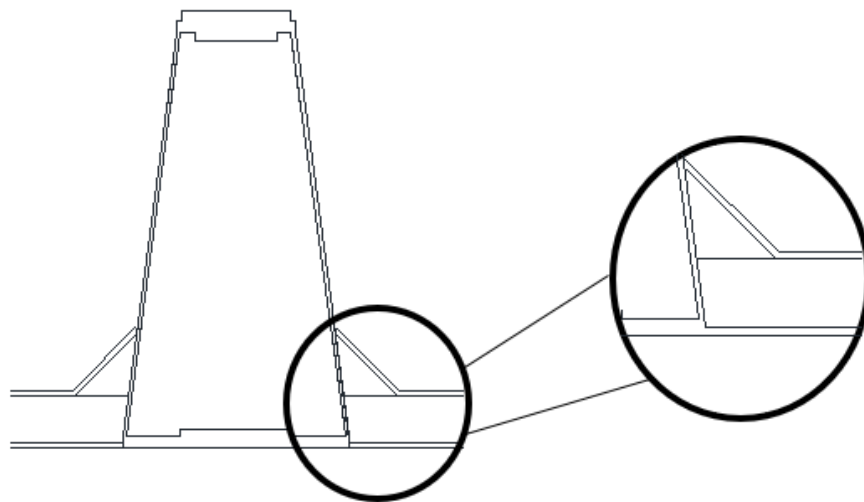


Figura 49 – Pormenor da alteração de secção da carlinga

Encontram-se apresentadas nas Tabelas 4 e 5 as características das secções dos diferentes tipos de secção das longarinas e das carlingas, respetivamente. Onde:

A – Área da secção em mm^2 ;

I_x – Inércia segundo o eixo x ;

I_y – Inércia segundo o eixo y ;

h_{uf} – Largura do banzo superior;

h_{lf} – Largura do banzo inferior;

t_{uf} – Espessura do banzo superior;

t_{lf} – Espessura do banzo inferior;

h – Altura da secção;

t_w – Espessura da alma.

De notar que nas secções reforçadas (zona dos encontros), os valores de h , t_{uf} e t_{lf} têm em conta a espessura do respetivo reforço.

Tabela 4 - Propriedades das secções das longarinas

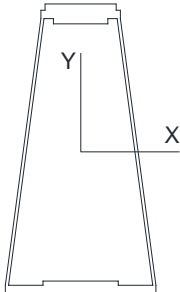
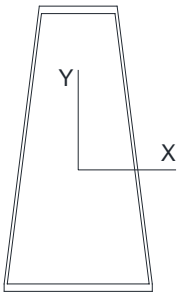
Tipo de Secção	Propriedades	Secção
Central Encontro	$A = 165564 \text{ mm}^2$ $I_x = 8.54 \times 10^{10} \text{ mm}^4$ $I_y = 1.125 \times 10^{10} \text{ mm}^4$ $h_{uf} = 482.6 \text{ mm}$ $h_{lf} = 914.4 \text{ mm}$ $t_{uf} = 120.65 \text{ mm}$ $t_{lf} = 69.85 \text{ mm}$ $h = 1752,6 \text{ mm}$ $t_w = 19.05 \text{ mm}$	
Central Meio Vão	$A = 124193 \text{ mm}^2$ $I_x = 5.465 \times 10^{10} \text{ mm}^4$ $I_y = 1.062 \times 10^{10} \text{ mm}^4$ $h_{uf} = 482.6 \text{ mm}$ $h_{lf} = 914.4 \text{ mm}$ $t_{uf} = 44.45 \text{ mm}$ $t_{lf} = 44.45 \text{ mm}$ $h = 1714.5 \text{ mm}$ $t_w = 19.05 \text{ mm}$	

Tabela 4 - Propriedades das secções das longarinas (continuação)


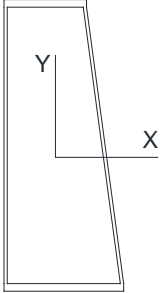
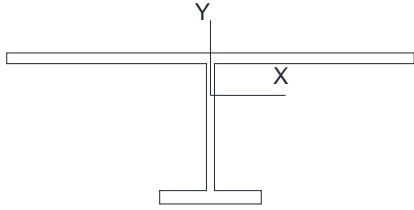
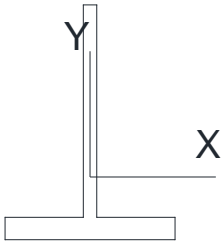
Lateral Encontro	$A = 125547 \text{ mm}^2$ $I_x = 5.818 \times 10^{10} \text{ mm}^4$ $I_y = 7.26 \times 10^9 \text{ mm}^4$ $h_{uf} = 482.6 \text{ mm}$ $h_{lf} = 698.5 \text{ mm}$ $t_{uf} = 69.85 \text{ mm}$ $t_{lf} = 44.45 \text{ mm}$ $h = 1733.55 \text{ mm}$ $t_w = 19.55 \text{ mm}$	
Lateral Meio Vão	$A = 114440 \text{ mm}^2$ $I_x = 4.928 \times 10^{10} \text{ mm}^4$ $I_y = 7.00 \times 10^9 \text{ mm}^4$ $h_{uf} = 482.6 \text{ mm}$ $h_{lf} = 698.5 \text{ mm}$ $t_{uf} = 44.45 \text{ mm}$ $t_{lf} = 44.45 \text{ mm}$ $h = 1708.15 \text{ mm}$ $t_w = 19.55 \text{ mm}$	

Tabela 5 - Propriedades das secções das carlingas

Tipo de Secção	Propriedades	Secção
Secção em T invertido com chapa de pavimento soldada	$A = 15116 \text{ mm}^2$ $I_x = 1.164 \times 10^8 \text{ mm}^4$ $I_y = 3.085 \times 10^8 \text{ mm}^4$ $h_{uf} = 610 \text{ mm}$ $h_{lf} = 150 \text{ mm}$ $t_{uf} = 16 \text{ mm}$ $t_{lf} = 20 \text{ mm}$ $h = 226 \text{ mm}$ $t_w = 12 \text{ mm}$	
Secção Carlinga em T invertido	$A = 5376 \text{ mm}^2$ $I_x = 2.220 \times 10^7 \text{ mm}^4$ $I_y = 5.880 \times 10^6 \text{ mm}^4$ $h_{lf} = 150 \text{ mm}$ $t_{lf} = 20 \text{ mm}$ $h = 210 \text{ mm}$ $t_w = 12 \text{ mm}$	

4.3. MODELAÇÃO DA PONTE

A modelação da Bristol Bridge foi realizada no programa ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL (2019), a partir deste ponto denominado apenas por ROBOT®, onde foi desenvolvido um modelo de barras tridimensional do tabuleiro da ponte. Na Figura 50 é apresentado o resultado final da modelação da ponte Bristol.

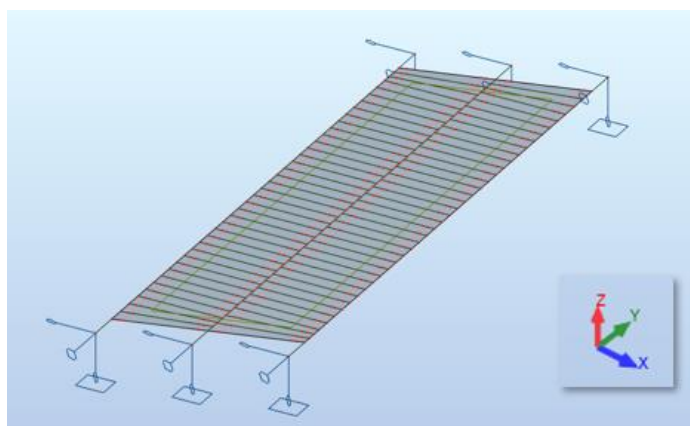


Figura 50 – Modelo numérico da ponte de Bristol em ROBOT®.

A ligação entre o centro de gravidade das longarinas e centro de gravidade das carlingas foi modelado como uma secção rígida, recorrendo a uma secção fictícia de 0.5x0.5m, com base numa análise de sensibilidade apresentada mais adiante no Capítulo 5

Na Tabela 6 são apresentadas as secções e a sua disposição ao longo da estrutura.

Tabela 6 - Disposição das secções ao longo da estrutura

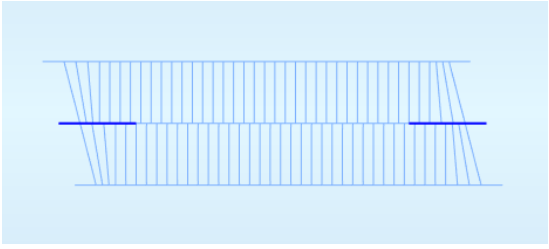
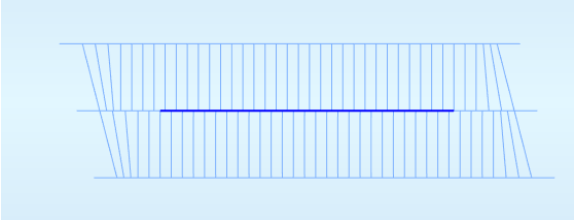
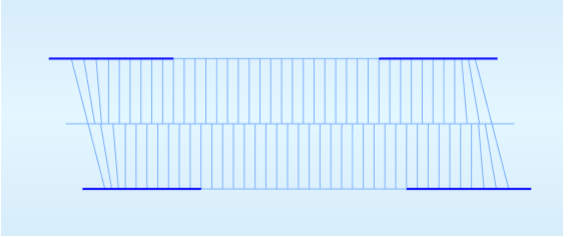
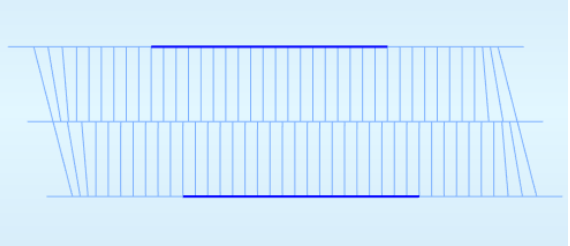
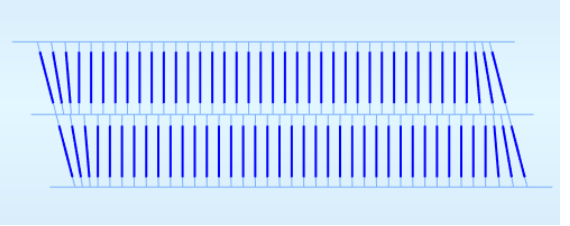
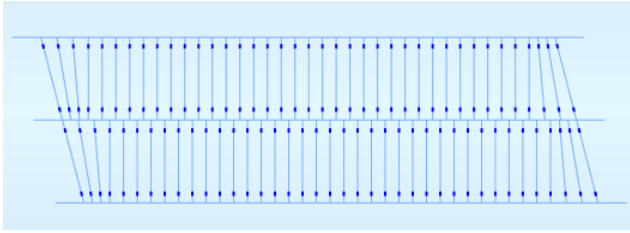
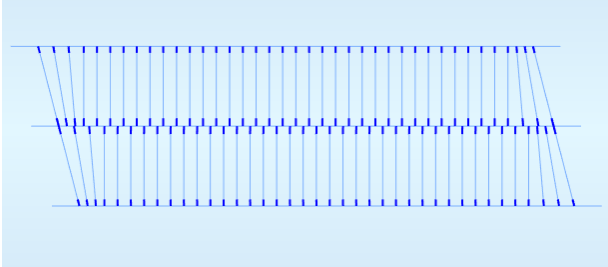
Secção	Disposição na estrutura
Longarina Central Encontro	
Longarina Central Meio vão	
Longarina Lateral Encontro	
Longarina Lateral Meio vão	
Carlinga	

Tabela 6 - Disposição das secções ao longo da estrutura (continuação)

Carlinga T invertido	
Secção Rígida 0.5x0.5m	

Após a modelação das secções, de acordo com os valores da Tabela 4 e 5, foram criados offsets em relação ao centro de gravidade da carlinga em I, visto ser umas secções que não se altera ao longo do comprimento da ponte. Na Figura 51 são representados esquematicamente os valores dos offsets aplicados nas zonas dos encontros, meio vão e na alteração da secção da carlinga. Pode se também observar, a cor vermelha, os centros de gravidade das secções e, a cor azul, a representação dos mesmos no modelo ROBOT[®].

Na Tabela 7 são apresentados os valores dos offsets.

Tabela 7- Valores dos offsets

Tipo de offset	Secção	Offset (m)
a)	Longarina Lateral Meio Vão	+ 0.612
b)	Longarina Central Meio Vão	+ 0.557
c)	Longarina Lateral Encontro	+0,695
d)	Longarina Central Encontro	+ 0.68
e)	Carlinga T invertido	- 0,111

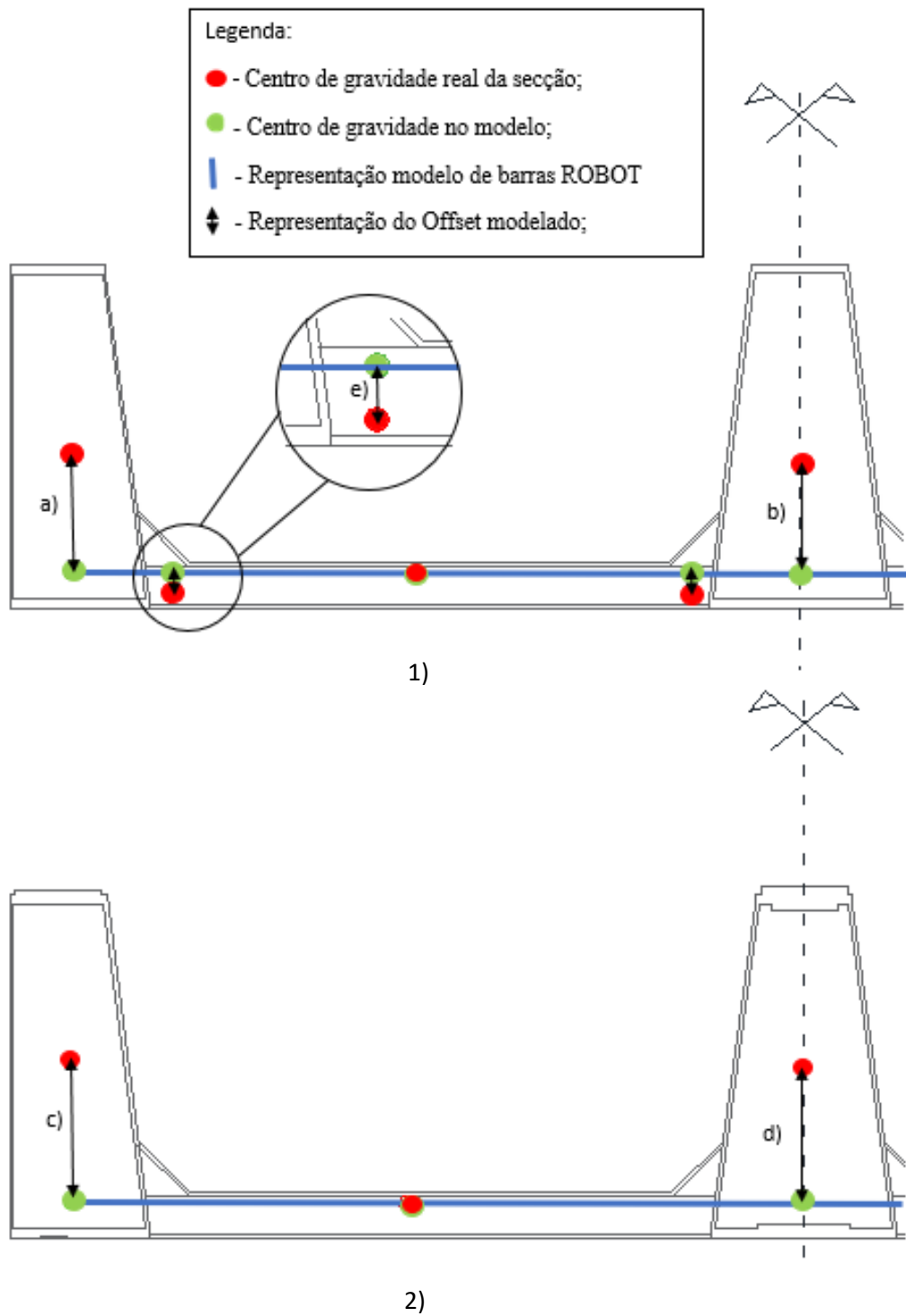


Figura 51 – Representação dos offsets apresentados na Tabela 11 para as secções a meio vão (1) e na zona dos encontros (2)

Depois de definidas todas as secções, foi modelada uma superfície fictícia de modo a limitar a influência das cargas dos comboios ao comprimento da ponte, de tal modo que assim que qualquer carga do comboio que ultrapasse a última carlinga da ponte deixa de transmitir esforços para a mesma. Na Figura 52 é possível analisar a influência das forças perante a limitação criada pela superfície fictícia na última carlinga da ponte pelo diagrama de momentos da mesma, representado a cinzento. Em todas as imagens, existe uma linha verde que representa o caminho das forças ao longo da estrutura. Na Figura 52a) pode-se observar um conjunto de cargas representativas de três eixos, representado a rosa, numa posição aleatória sobre o comprimento da ponte. Na Figura 52b) são apresentadas as mesmas cargas, mas numa posição diferente, sendo este o último step em que o eixo 1 transmite esforços para a estrutura e onde o momento é máximo Na Figura 52c) é representado o “step” seguinte ao da figura 52b), onde o eixo 1 sai da ponte e deixa de descarregar sobre esta.

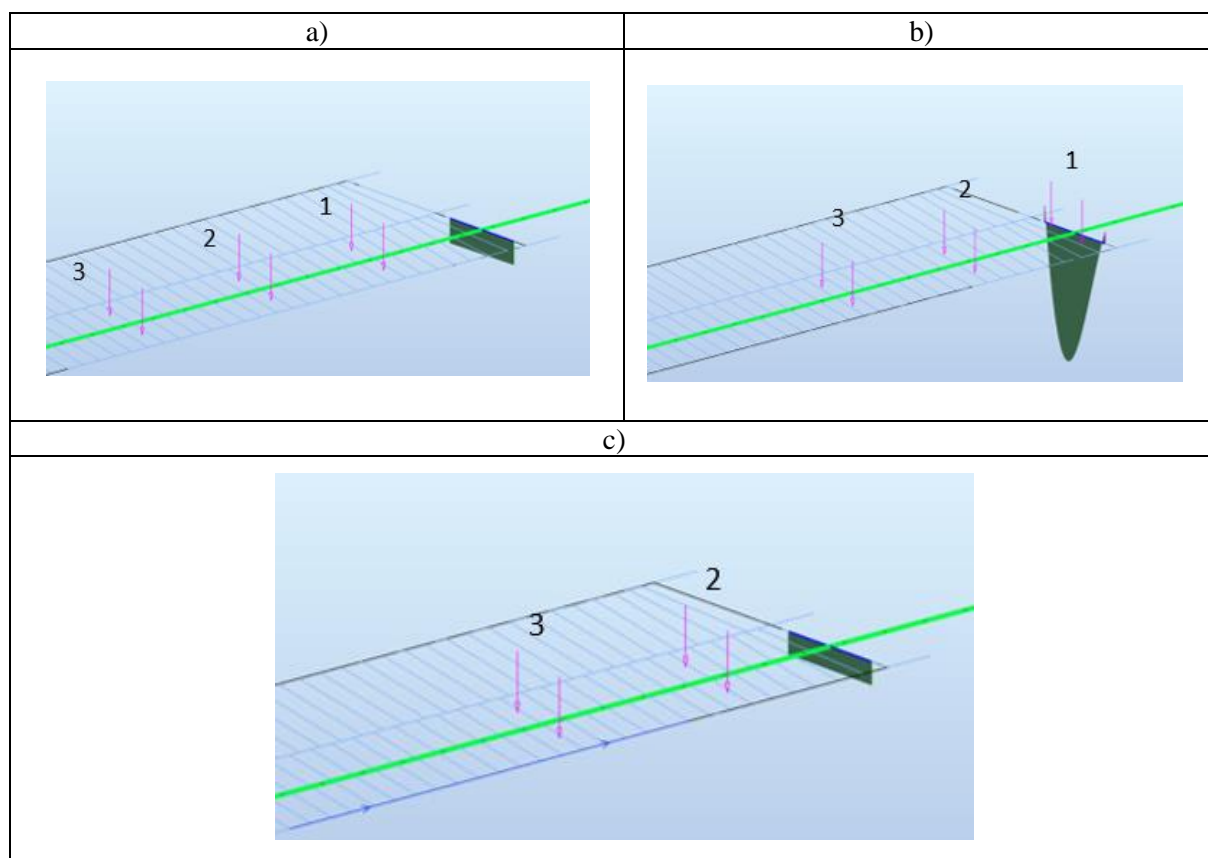


Figura 52 – Representação do percurso das forças ao longo da ponte e influência da superfície fictícia.

Sem a definição desta superfície fictícia, as forças após passarem a última carlinga iriam continuar a descarregar de forma irrealista nas longarinas, algo que na realidade não acontece.

Uma vez que a ponte é simplesmente apoiada, os apoios foram modelados de modo a que todos os deslocamentos verticais e horizontais ficassem bloqueados. Em relação às rotações, foram bloqueadas a rotação em torno ao eixo vertical.

5

ANÁLISE À FADIGA DA PONTE DE BRISTOL

5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é apresentada a análise à fadiga da Ponte de Bristol com o objetivo de determinar a influência do FRP no aumento da vida útil de elementos estruturais da mesma. O pormenor crítico escolhido consiste na ligação entre as carlingas e longarinas devido ao facto de, numa ponte semelhante pertencente à rede ferroviária britânica, ter ocorrido uma fenda por fadiga neste mesmo local.

Na análise à fadiga, como referido anteriormente, foram considerados os diferentes tipos de comboios de fadiga presentes na EN1991-2 (2003). Para obtenção de esforços e tensões na região do pormenor crítico, foram levadas a cabo análises estáticas, cujos efeitos foram posteriormente majorados pelos coeficientes de amplificação dinâmica propostos no Anexo D da EN1991-2 (2003) de forma a se ter em conta as características dinâmicas do carregamento. De seguida, e recorrendo ao programa FDT- Fatigue Damage Tool, foi calculado o dano acumulado através da regra de Palmgren-Minner para os cenários de tráfego propostos na norma anteriormente referida. Tal avaliação foi realizada para o cenário original e para um cenário onde se teve em conta um reforço de FRP na zona onde se prevê que ocorra a fenda. Por fim, compararam-se os resultados em termos de dano acumulado e avaliou-se a influência do reforço de FRP nesse mesmo dano.

5.2. ENQUADRAMENTO GERAL

De modo a conhecer a influência do FRP no controlo e prevenção do crescimento de fendas de fadiga, é apresentada a Ponte do rio Tone, ponte ferroviária metálica, localizada na região de Athelney, Somerset e que de acordo com inspeções realizadas (Network Rail, 2012), encontra-se num estado de degradação avançado, como podemos ver pela Figura 53, em que é visível a presença de fendas e a corrosão dos elementos metálicos. Esta ponte apresenta uma secção transversal e longitudinal idêntica à ponte Bristol, para além de o tipo de cargas a que ambas se encontram sujeitas ser igual visto tratarem-se de duas estruturas pertencentes à rede ferroviária britânica.



Figura 53 – Ponte ferroviária do rio Tone (Network Rail, 2012)

Como exemplo é apresentado um pormenor estrutural presente na ponte do rio Tone, onde é possível observar a presença de uma fenda de fadiga. Na Figura 54 é possível observar esse pormenor pelo meio de um esquema ilustrativo.

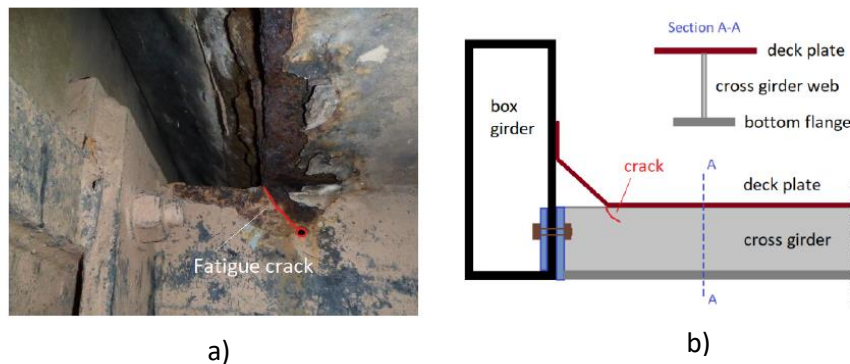


Figura 54 – Fenda de fadiga presente na ponte do rio Tone (a) e ilustração representativa da fenda (b)

Deste modo, é realizada uma análise à fadiga na secção anteriormente apresentada como “Secção Carlinga em T invertido” com o propósito de evitar o aparecimento de fendas e prolongar a vida útil nesta secção da ponte de Bristol. Na Tabela 8 são apresentadas novamente as características da secção em estudo.

Tabela 8 - Propriedades geométricas da secção crítica

Tipo de Secção	Propriedades	Secção
Carlinga secção T invertido	$A= 5376 \text{ mm}^2$ $I_x= 2.220 \times 10^7 \text{ mm}^4$ $I_y= 5.88 \times 10^6 \text{ mm}^4$ $h = 210 \text{ mm}$ $h_{1f}= 150 \text{ mm}$ $t_{1f}= 12 \text{ mm}$ $t_w= 20 \text{ mm}$	

5.3. MODELAÇÃO DOS COMBOIOS

Devido à falta de informação sobre o tipo de comboios (cargas, velocidade de circulação e comprimento) que na realidade atravessam a ponte de Bristol e visto se tratar de uma análise de fadiga, foram usados os comboios de fadiga presentes no anexo D da EN 1991-2 (2003). Tratam-se de 12 modelos de carga de comboios com comprimentos, velocidades de circulação e magnitudes diferentes.

Na Tabela 9, são apresentados os modelos de carga dos comboios considerados, incluindo informação sobre carga por eixo e da disposição das cargas a eles associados (ΣQ representa a carga total do comboio, V é a velocidade de circulação e L é o comprimento do comboio).

Tabela 9 - Características dos modelos de cargas dos comboios de fadiga EN1991-2 (2003)

Comboios de Fadiga	Esquema da distribuição de forças
<p><u>Type 1</u></p> <p>$\Sigma Q = 6630 \text{ kN}$</p> <p>$V = 200 \text{ km/h}$</p> <p>$L = 262.10 \text{ m}$</p>	
<p><u>Type 2</u></p> <p>$\Sigma Q = 5300 \text{ kN}$</p> <p>$V = 160 \text{ km/h}$</p> <p>$L = 281.10 \text{ m}$</p>	
<p><u>Type 3</u></p> <p>$\Sigma Q = 9400 \text{ kN}$</p> <p>$V = 250 \text{ km/h}$</p> <p>$L = 385.52 \text{ m}$</p>	

Tabela 9 -Características dos modelos de cargas dos comboios de fadiga EN1991-2 (2003) (continuação)

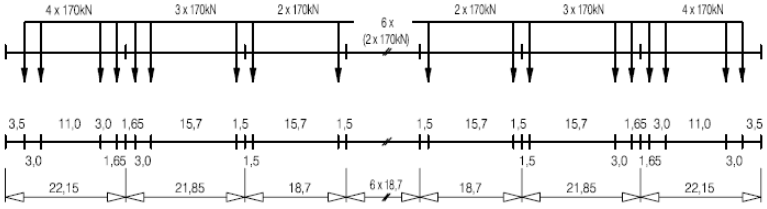
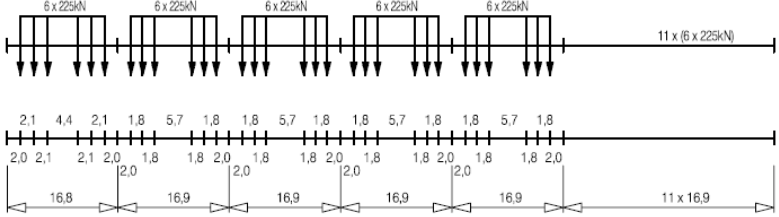
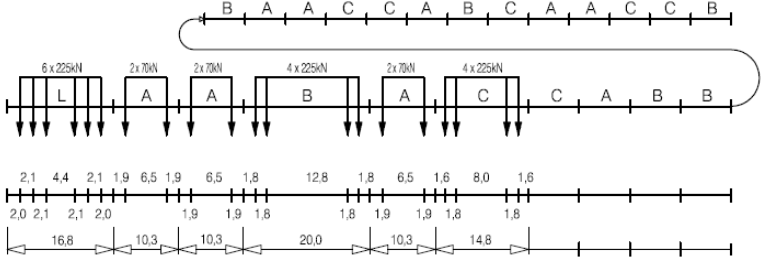
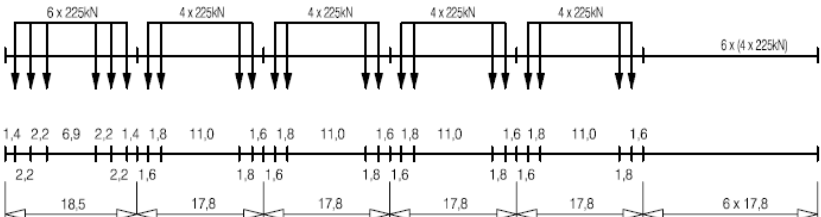
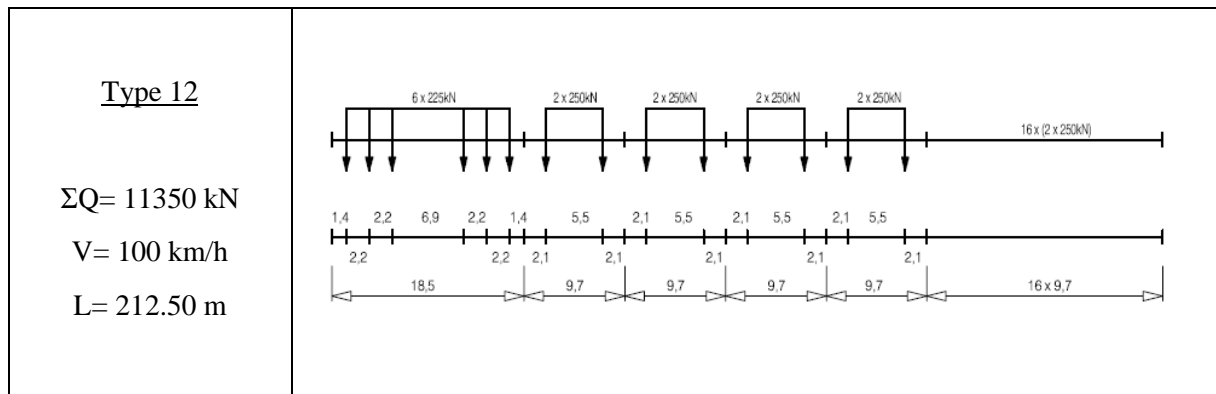
<p><u>Type 4</u></p> <p>$\Sigma Q= 5100 \text{ kN}$ $V= 250 \text{ km/h}$ $L= 237.60 \text{ m}$</p>	 <p>The diagram shows a train load model with the following axle loads and spacings (from left to right): Axle loads: 4 x 170kN, 3 x 170kN, 2 x 170kN, 6 x (2 x 170kN), 2 x 170kN, 3 x 170kN, 4 x 170kN. Spacings: 3,5, 11,0, 3,0, 1,65, 15,7, 1,5, 15,7, 1,5, 1,5, 15,7, 1,5, 15,7, 1,65, 3,0, 11,0, 3,5. Total length: 22,15, 21,85, 18,7, 6 x 18,7, 18,7, 21,85, 22,15.</p>
<p><u>Type 5</u></p> <p>$\Sigma Q= 21600 \text{ kN}$ $V= 80 \text{ km/h}$ $L= 270.30 \text{ m}$</p>	 <p>The diagram shows a train load model with the following axle loads and spacings (from left to right): Axle loads: 6 x 225kN, 6 x 225kN, 6 x 225kN, 6 x 225kN, 6 x 225kN, 11 x (6 x 225kN). Spacings: 2,1, 4,4, 2,1, 1,8, 5,7, 1,8, 1,8, 5,7, 1,8, 1,8, 5,7, 1,8, 1,8, 5,7, 1,8. Total length: 16,8, 16,9, 16,9, 16,9, 16,9, 11 x 16,9.</p>
<p><u>Type 6</u></p> <p>$\Sigma Q= 14310 \text{ kN}$ $V= 100 \text{ km/h}$ $L= 333.10 \text{ m}$</p>	 <p>The diagram shows a train load model with the following axle loads and spacings (from left to right): Axle loads: 6 x 225kN, 2 x 70kN, 2 x 70kN, 4 x 225kN, 2 x 70kN, 4 x 225kN, C, A, B, B. Spacings: 2,1, 4,4, 2,1, 1,9, 6,5, 1,9, 6,5, 1,8, 12,8, 1,8, 6,5, 1,6, 8,0, 1,6. Total length: 16,8, 10,3, 10,3, 20,0, 10,3, 14,8.</p> <p>Classifications: B, A, A, C, C, A, B, C, A, A, C, C, B.</p>
<p><u>Type 7</u></p> <p>$\Sigma Q= 10350 \text{ kN}$ $V= 120 \text{ km/h}$ $L= 196.50 \text{ m}$</p>	 <p>The diagram shows a train load model with the following axle loads and spacings (from left to right): Axle loads: 6 x 225kN, 4 x 225kN, 4 x 225kN, 4 x 225kN, 4 x 225kN, 6 x (4 x 225kN). Spacings: 1,4, 2,2, 6,9, 2,2, 1,4, 1,8, 11,0, 1,6, 1,8, 11,0, 1,6, 1,8, 11,0, 1,6, 1,8, 11,0, 1,6. Total length: 18,5, 17,8, 17,8, 17,8, 17,8, 6 x 17,8.</p>

Tabela 9 -Características dos modelos de cargas dos comboios de fadiga EN1991-2 (2003) (continuação)

<p><u>Type 8</u></p> <p>$\Sigma Q= 10350 \text{ kN}$</p> <p>$V= 100 \text{ km/h}$</p> <p>$L= 212.50 \text{ m}$</p>	<p>The diagram for Type 8 shows a train load model with the following specifications: - Axle loads: 6 x 225 kN, 2 x 225 kN, 2 x 225 kN, 2 x 225 kN, 2 x 225 kN, and 16 x (2 x 225 kN). - Axle spacings: 1.4, 2.2, 6.9, 2.2, 1.4, 5.5, 2.1, 5.5, 2.1, 5.5, 2.1, 5.5, 2.1, 5.5. - Spacing between groups: 18.5, 9.7, 9.7, 9.7, 9.7, 9.7. - Total length: 16 x 9.7.</p>
<p><u>Type 9</u></p> <p>$\Sigma Q= 2960 \text{ kN}$</p> <p>$V= 120 \text{ km/h}$</p> <p>$L= 134.80 \text{ m}$</p>	<p>The diagram for Type 9 shows a train load model with the following specifications: - Axle loads: 4 x 130 kN, 4 x 110 kN, 4 x 130 kN, 4 x 130 kN, 4 x 110 kN, 4 x 130 kN. - Axle spacings: 2.15, 14.0, 2.5, 2.15, 11.5, 2.5, 2.15, 14.0, 2.5, 2.15, 14.0, 2.5, 2.15, 11.5, 2.5, 2.15, 14.0, 2.15. - Spacing between groups: 67.4, 134.8. - Total length: 134.8.</p>
<p><u>Type 10</u></p> <p>$\Sigma Q= 3600 \text{ kN}$</p> <p>$V= 120 \text{ km/h}$</p> <p>$L= 129.60 \text{ m}$</p>	<p>The diagram for Type 10 shows a train load model with the following specifications: - Axle loads: 150 kN, 100 kN, 100 kN, 150 kN, 100 kN, 100 kN, 100 kN, 100 kN. - Axle spacings: 1.75, 7.9, 1.75, 2.4, 7.9, 1.75. - Spacing between groups: 16.2, 16.2, 16.2, 16.2, 16.2, 16.2, 16.2, 16.2. - Total length: 129.6.</p>
<p><u>Type 11</u></p> <p>$\Sigma Q= 11350 \text{ kN}$</p> <p>$V= 120 \text{ km/h}$</p> <p>$L= 198.50 \text{ m}$</p>	<p>The diagram for Type 11 shows a train load model with the following specifications: - Axle loads: 6 x 225 kN, 4 x 250 kN, 4 x 250 kN, 4 x 250 kN, and 7 x (4 x 250 kN). - Axle spacings: 1.4, 2.2, 6.9, 2.2, 1.4, 2.0, 11.0, 2.0, 1.5, 11.0, 2.0, 1.5, 11.0, 1.5. - Spacing between groups: 18.5, 18.0, 18.0, 18.0, 18.0. - Total length: 7 x 18.0.</p>

Tabela 9 -Características dos modelos de cargas dos comboios de fadiga EN1991-2 (2003) (continuação)



Os comboios foram modelados recorrendo à ferramenta de cargas móveis do programa de cálculo automático ROBOT®, como é possível verificar na seguinte Figura 55. No separador representado são inseridas as cargas dos comboios, bem como as coordenadas de aplicação e afastamento das mesmas. A origem do sistema de coordenadas XY representa a localização da primeira carga do comboio. Para facilitar a modelação das coordenadas da aplicação das cargas foi escolhida a opção “Symmetric vehicles”, onde apenas é necessário inserir metade do valor da força aplicada, a sua ordenada e o afastamento entre os eixos, sendo criada automaticamente uma força simétrica.

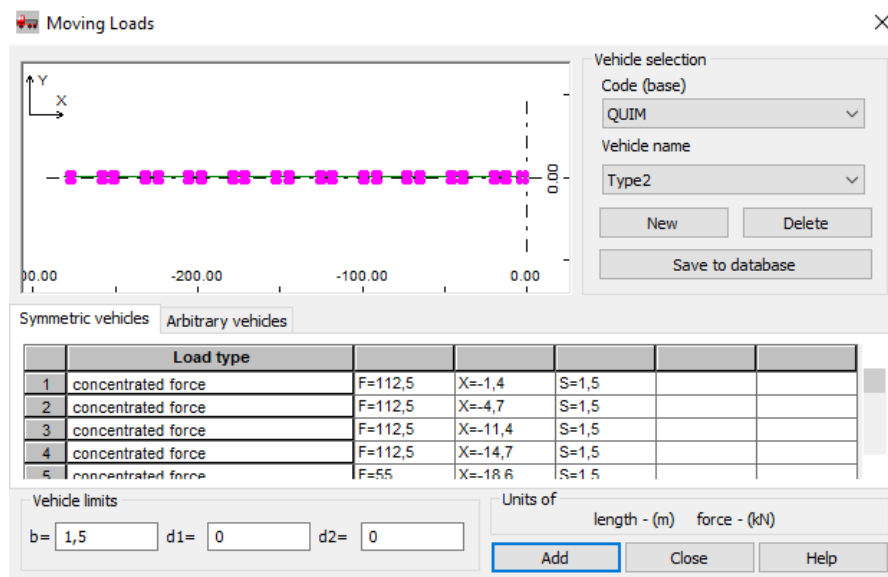


Figura 55 – Menu “Moving Loads” do ROBOT®

Depois de modeladas as cargas do comboio, como referido anteriormente e representado na Figura 55, foram definidos outros parâmetros como o nome do caso de carga, o caminho das cargas, o incremento espacial, a direção das cargas e o plano de aplicação. De referir a importância deste último parâmetro que tem como objetivo definir o plano no qual as cargas são descarregadas e, consequentemente, transmitidas para os elementos contidos nesse plano (neste caso nas carlingas).

5.4. CARACTERÍSTICAS DA ANÁLISE DE FADIGA

5.3.1. CONSIDERAÇÕES DO MODELO ROBOT®

De forma a garantir-se a análise do pormenor mais crítico da ponte, optou-se por analisar três pormenores localizados em regiões representativas da ponte: Meio vão, ¼ de vão e zona do encontro. As tensões na zona do pormenor crítico foram avaliadas com base nos esforços obtidos nas barras representadas na Figura 56, sendo que se encontram representados na Tabela 10 os nós pertencentes a essas mesmas barras.

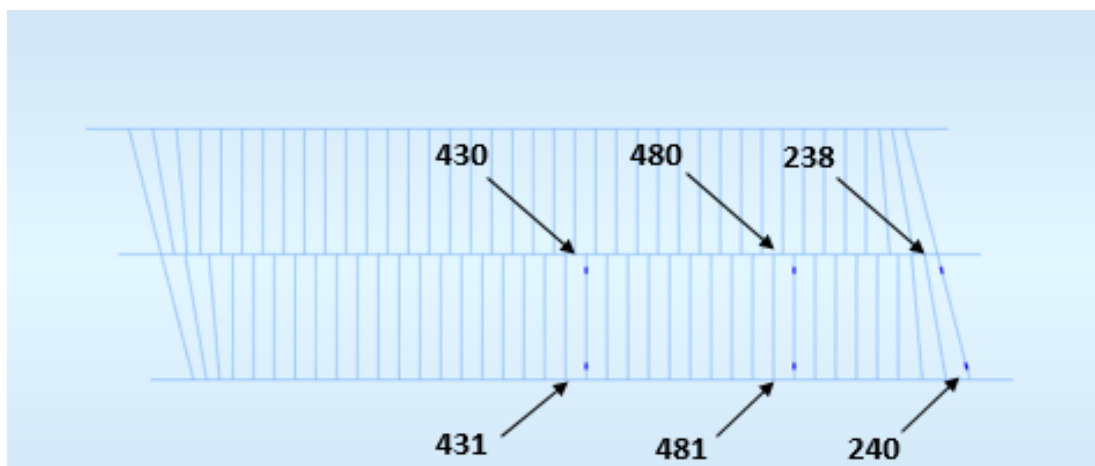


Figura 56 – Localização das barras a analisar ao longo do comprimento da ponte

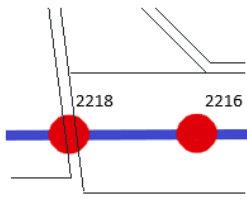
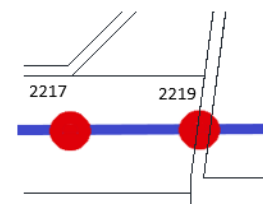
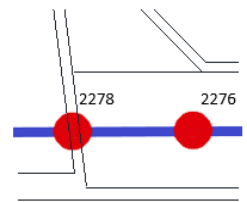
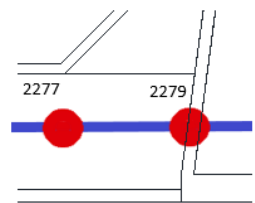
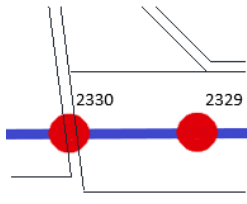
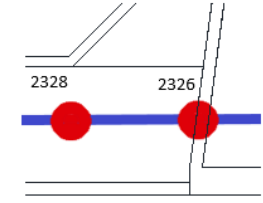
Apesar da zona da fenda de fadiga se dar na zona interior do pormenor (nó de dentro), numa fase inicial foram analisadas as tensões de ambos os nós pertencentes ao elemento estrutural. As tensões foram calculadas pela seguinte expressão:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot y \quad (49)$$

Em que N é o esforço axial em kN, A é área da secção em m^2 , M é o momento fletor em kN/m, I a inercia da secção em m^4 e y a distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada.

Os esforços axial e momento fletor foram retirados da ferramenta de cálculo ROBOT®, a partir dos esforços F_x e M_y .

Tabela 10 - Numeração das barras analisadas e respetivos nós.

Localização	Barra	Nó	Representação da Barra
Meio vão	430	2218	
		2216	
	431	2217	
		2219	
¼ de vão	480	2278	
		2276	
	481	2277	
		2279	
Encontro	238	2330	
		2329	
	240	2328	
		2326	

5.3.2. CALIBRAÇÃO DO MODELO ROBOT®

Com o objetivo de criar um modelo o mais real possível, durante o decorrer dos testes notou-se que certos elementos poderiam influenciar a obtenção de resultados, sendo necessário intervir de modo a retirar resultados credíveis. Foram então analisadas duas variáveis:

- O incremento espacial da posição do modelo de cargas de cada comboio;
- A secção a utilizar na ligação rígida entre os centros de gravidade da longarina e da carlinga em T invertido, apresentada na Tabela 8.

5.3.2.1 Definição do incremento espacial da posição do comboio

Quando é definida uma carga móvel no ROBOT® é necessário indicar o incremento espacial da mesma, ou seja, o incremento espacial da posição do modelo de cargas do comboio, correspondendo cada uma dessas posições a uma análise estática. Neste caso foram analisadas várias alternativas, entre elas um incremento espacial igual ao espaçamento entre carlingas (0.6m) e incrementos de 1.2m, 0.3m e 0.1m. O incremento a escolher deveria ser um compromisso entre a precisão de resultados e eficiência computacional. Assim, encontram-se representadas na Figura 57 as tensões obtidas devido ao comboio de fadiga 1 no nó 2216 da barra 430 para os quatro incrementos espaciais analisados.

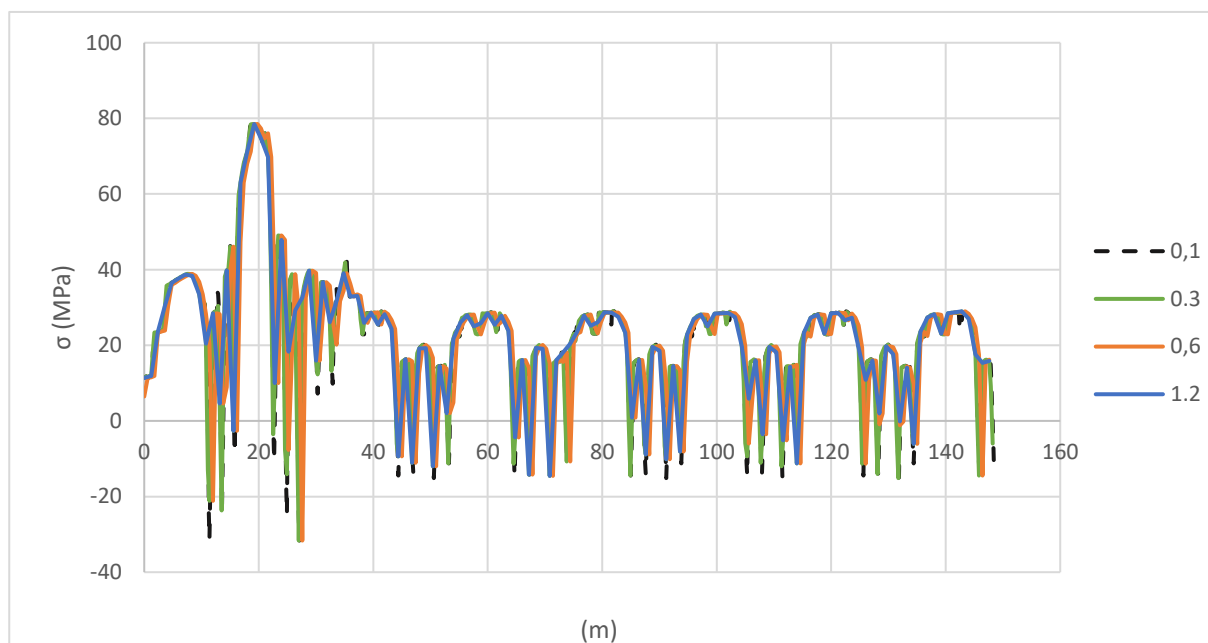


Figura 57 – Gráfico de tensões no nó 2216 devido à passagem do comboio de fadiga 1 para diferentes valores do step

Como se pode observar no gráfico da Figura 57, e conforme já era esperado, quanto maior for o incremento espacial escolhido, menor é a precisão dos resultados em termos de tensões. Assim, e apesar das diferenças em termos de tensões obtidas para os cenários considerando incrementos de 0.3m e 0.1m serem pequenas, optou-se por utilizar incrementos de 0.1m

5.3.2.2 Definição da secção rígida da ligação longarina-carlinga

Tal como referido no capítulo 3, foi necessário realizar uma análise de sensibilidade para avaliar a influência que a ligação entre o centro de gravidade das longarinas e o centro de gravidade da carlinga em T invertido por meio de uma barra rígida tinha na obtenção de tensões na secção em estudo (ver Tabela 6). Para isso foram avaliados 4 tipos de secções rígidas com geometrias diferentes, 1x1m, 0.7x0.7m, 0.5x0.5m e 0.3x0.3m.

Na Figura 58 é representado o gráfico de tensões no nó 2216 da barra 430, tendo em conta os quatro cenários anteriormente referidos

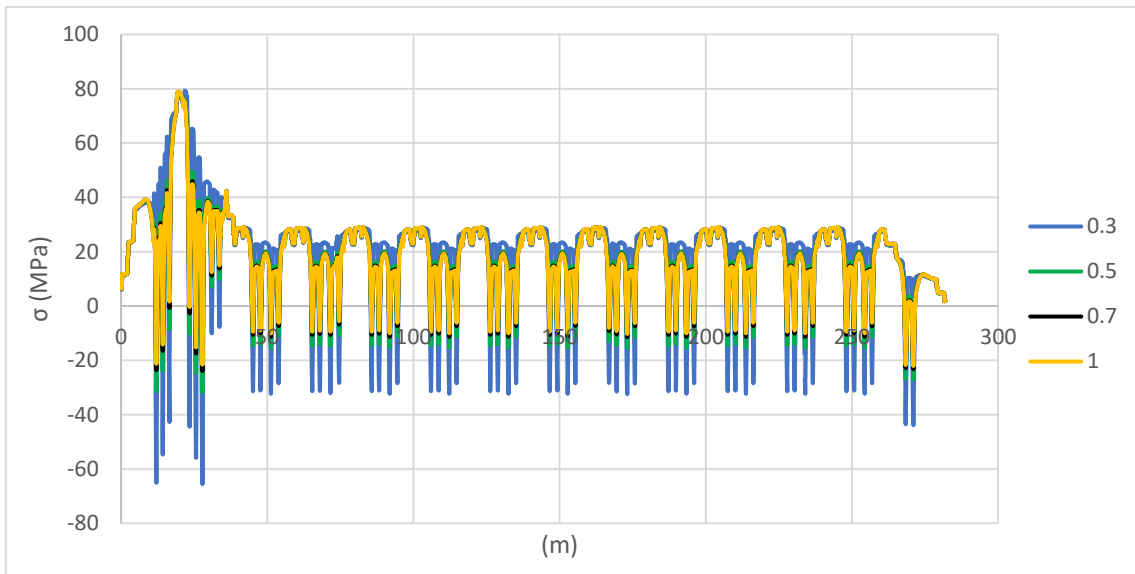


Figura 58 – Gráfico de tensões no nó 2216 devido à passagem do comboio de fadiga para diferentes dimensões da secção rígida

Analisando a figura é possível concluir-se que considerando secções de 0.5x0.5m ou superiores as diferenças nos resultados são desprezáveis, pelo que se optou por considerar uma secção rígida 0.5x0.5m.

5.3.3. COEFICIENTE DE AMPLIAÇÃO DINÂMICA

Como referido no Capítulo 3, o coeficiente de amplificação dinâmica é calculado através da equação 32, sendo definido por variáveis que variam com o tipo de estrutura. Segundo o EN1991-2 (2003), o comprimento determinante, L_{ϕ} , deve ser definido de acordo com os dados presentes na da Figura 59.

Case	Structural element	Determinant length L_{ϕ}
Steel deck plate: closed deck with ballast bed (orthotropic deck plate) (for local and transverse stresses)		
Deck with cross girders and continuous longitudinal ribs:		
1.1	Deck plate (for both directions)	3 times cross girder spacing
1.2	Continuous longitudinal ribs (including small cantilevers up to 0,50 m) ^a	3 times cross girder spacing
1.3	Cross girders	Twice the length of the cross girder
1.4	End cross girders	3,6m ^b
Deck plate with cross girders only:		
2.1	Deck plate (for both directions)	Twice cross girder spacing + 3 m
2.2	Cross girders	Twice cross girder spacing + 3 m
2.3	End cross girders	3,6m ^b

Figura 59 – Definição do comprimento L_{ϕ} , EN 1991-2 (2003)

Segundo a tabela retirada do EN 1991-2 (2003) e representado na Figura 59, a estrutura em estudo enquadra-se nas condições “Tabuleiro metálico”, seguido de “Tabuleiro com carlingas e longarinas contínuas” e por último “Carlingas”. Posto isto, o valor de L_{ϕ} deve ser definido igual a duas vezes o comprimento da carlinga, L_{car} .

$$L_{\phi} = 2L_{car} = 2 \times 3 = 6 \text{ m} \quad (50)$$

Na Tabela 11 são apresentados os coeficientes de amplificação dinâmica em função do valor de L_{ϕ} . Neste processo foi realizada uma análise de sensibilidade para o valor de L_{ϕ} , em que para além do valor definido anteriormente, foi também considerado um valor de L_{ϕ} igual ao vão da ponte (25.30 m), de modo a verificar a influência deste parâmetro, valor admitido pela EN1991-2 (2003) para outras situações. A análise da Tabela 11 permite concluir que o valor do coeficiente de amplificação dinâmica é superior quando se considera o valor de L_{ϕ} definido na Equação 50, pelo que os efeitos provenientes das análises estáticas realizadas para cada comboio de fadiga são multiplicados pelo respetivo coeficiente de amplificação máximo, representados a negrito na Tabela 11.

Tabela 11 - Valores do coeficiente de amplificação dinâmica para os diferentes comboios de fadiga

CF	V (m/s)	L _{φ1} = 6 m			L _{φ2} = 25.30 m		
		φ'	φ''	φ	φ'	φ''	φ
1	55.56	1.06	0.39	1.63	0.45	0.0009	1.23
2	44.45	0.77	0.39	1.48	0.34	0.0009	1.17
3	69.45	1.30	0.39	1.75	0.63	0.0009	1.31
4	69.45	1.30	0.39	1.75	0.63	0.0009	1.31
5	22.22	0.29	0.39	1.24	0.14	0.0009	1.07
6	27.78	0.39	0.39	1.29	0.19	0.0009	1.09
7	33.33	0.51	0.39	1.35	0.23	0.0009	1.12
8	27.78	0.39	0.39	1.29	0.19	0.0009	1.09
9	33.33	0.51	0.39	1.35	0.23	0.0009	1.12
10	33.33	0.51	0.39	1.35	0.23	0.0009	1.12
11	33.33	0.51	0.39	1.35	0.23	0.0009	1.12
12	27.78	0.39	0.39	1.29	0.19	0.0009	1.09

5.3.4. COEFICIENTE DE HOMOGENEIZAÇÃO AÇO/FRP

Como referido no Capítulo 3, é necessário homogeneizar as secções em aço que contenham reforços de FRP. O cálculo deste coeficiente é de grande importância de modo que permite conhecer a influência do FRP na distribuição dos esforços e a sua influência no dano. Sabendo que este coeficiente é calculado a partir da Equação 46, pois no caso ponte de Bristol não é visível a presença de fendas e será realizado um reforço duplo, são apresentadas na Tabela 12 as propriedades mecânicas do aço e do FRP. O tipo de FRP foi selecionado mediante a análise do catálogo da Sika® CarboDur® (Sika Portugal SA, 2019)

Tabela 12 - Propriedades mecânicas do aço e do FRP

Aço S2265	FRP
E = 200GPa	E = 170 GPa t = 1,2mm

Pela equação 51,

$$S_{C/FRP} = S_{S/FRP} \times \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{E_f}{E_s} \right) \left(\frac{b_f}{b_s} \right) \left(\frac{t_f}{t_s} \right)} \quad (51)$$

Em que, E_f é o módulo de elasticidade da fibra, E_s é o módulo de elasticidade do aço, t_f a espessura da fibra a aplicar e t_s a espessura da zona do aço onde é aplicado o FRP, neste caso esta espessura é igual à

espessura da alma da secção em estudo. No caso do b_f e do b_s , b_f representa a largura da fibra aplicada, sendo esta largura perpendicular à orientação das fibras, b_s representa a mesma largura onde o FRP é aplicado no aço, assim sendo, $b_f=b_s$.

$$S_{C/FRP} = S_{S/FRP} \times \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{170}{200}\right) (1) \left(\frac{1,2}{12}\right)} \quad (52)$$

Assim,

$$S_{C/FRP} = S_{S/FRP} \times 0.85 \quad (53)$$

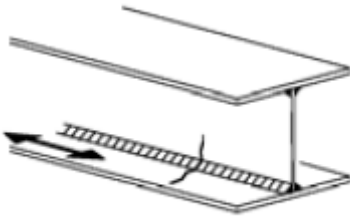
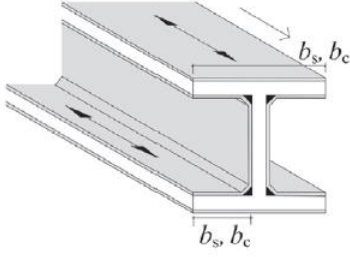
Desde já, pode se esperar uma redução de 15% nos esforços da secção com reforço em relação à mesma secção mas sem reforço de FRP.

5.3.5. DEFINIÇÃO DAS CURVAS S-N

De modo a calcular o dano provocado pela passagem de comboios de fadiga na ponte de Bristol foi necessário seleccionar a categoria do detalhe a utilizar na mesma análise. Para isso, recorrendo à EN 1993-1-9 (2005) para o pormenor soldado sem reforço e ao estudo de Hu et al.(2017) para o pormenor com reforço, foram escolhidos seguintes detalhes, representados na Tabela 13 por serem aqueles que mais se aproximam da situação a analisar.

Os declives das curvas utilizados em ambas as situações foram considerados segundo a EN 1993-1-9 (2005), ou seja, $m=5$ e $m=3$.

Tabela 13 - Detalhes estruturais selecionados para análise de fadiga

EN 1993-1-9 (2005)		
Detalhe	Descrição	Categoria do pormenor
	<ul style="list-style-type: none"> • Soldadura automática de ângulo ou de topo executada nos dois lados, mas com paragem/recomeço. • Soldadura automática de topo executada apenas num dos lados com uma cobrejunta continua no lado oposto, sem paragem/recomeço. 	112
Hu et al. (2017)		
Detalhe	Descrição	Categoria do pormenor
	<ul style="list-style-type: none"> • Soldadura automática longitudinal executada nos dois lados, sem paragem/recomeço 	112

5.4. ANÁLISE À FADIGA

5.4.1. INTRODUÇÃO

De seguida é apresentado o processo de obtenção dos resultados relativos à análise de fadiga da ponte de Bristol, bem como todas as decisões tomadas ao longo do mesmo.

Após o cálculo de todos os coeficientes a aplicar nesta análise, foi desenvolvida uma folha EXCEL (2019) de modo a organizar toda a informação a partir de tabelas e gráficos. Esta folha de cálculo foi desenvolvida de modo a facilitar o processo de cálculo de tensões e a aplicação dos coeficientes de amplificação dinâmica. Na Figura 60 é apresentada a folha Excel relativa à passagem do comboio de fadiga 7.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R
1	CF	7D							V(m/s)									
2	ÁREA	0.00538							33.33									
3	INÉRCIA	2.2E-05																
4	y	0.15395					2xLcarling	L	K	ϕ'	ϕ''	ϕ						
5							lponte	6.00	0.34	0.51	0.39	1.35						
6								25.30	0.19	0.23	0.00	1.12						
7												1.35						
8																		
9	BARRA	431																
10	NÓ	2217				2219				2218				2216				
11	STEP	FX (kN)	MY (kNm)	σ	$\sigma^* \phi$	FX (kN)	MY (kNm)	σ	$\sigma^* \phi$	FX (kN)	MY (kNm)	σ	$\sigma^* \phi$	FX (kN)	MY (kNm)	σ	$\sigma^* \phi$	
12	0.00	4.00	-0.01	0.58	4.02	5.43	-0.01	0.56	3.88	5.24	-0.01	0.94	6.52	8.80	-0.01	0.91	6.31	8.52
13	0.10	4.10	-0.01	0.58	4.02	5.43	-0.01	0.55	3.81	5.15	-0.01	0.94	6.52	8.80	-0.01	0.91	6.31	8.52
14	0.20	4.20	-0.01	0.58	4.02	5.43	-0.01	0.55	3.81	5.15	-0.01	0.95	6.59	8.89	-0.01	0.93	6.45	8.71
15	0.30	4.30	-0.02	1.54	10.68	14.42	-0.02	1.54	10.68	14.42	-0.02	1.64	11.37	15.35	-0.02	1.64	11.37	15.35
16	0.40	4.40	-0.02	1.55	10.74	14.51	-0.02	1.54	10.68	14.42	-0.02	1.67	11.58	15.63	-0.02	1.66	11.51	15.54
17	0.50	4.50	-0.02	1.56	10.81	14.60	-0.02	1.55	10.74	14.51	-0.02	1.69	11.72	15.82	-0.02	1.68	11.65	15.73
18	0.60	4.60	-0.02	1.57	10.88	14.70	-0.02	1.56	10.81	14.60	-0.02	1.67	11.58	15.63	-0.02	1.66	11.51	15.54
19	0.70	4.70	-0.02	1.57	10.88	14.70	-0.02	1.56	10.81	14.60	-0.02	1.65	11.44	15.45	-0.02	1.64	11.37	15.35
20	0.80	4.80	-0.02	1.58	10.95	14.79	-0.02	1.57	10.88	14.70	-0.02	1.64	11.37	15.35	-0.02	1.64	11.37	15.35
21	0.90	4.90	-0.03	1.58	10.95	14.79	-0.03	1.58	10.95	14.79	-0.03	1.66	11.51	15.54	-0.03	1.66	11.51	15.54
22	1.00	5.00	-0.03	1.60	11.09	14.98	-0.03	1.59	11.02	14.88	-0.03	1.68	11.64	15.72	-0.03	1.68	11.64	15.72
23	1.10	5.10	-0.03	1.61	11.16	15.07	-0.03	1.60	11.09	14.98	-0.03	1.70	11.78	15.91	-0.03	1.70	11.78	15.91
24	1.20	5.20	-0.03	1.61	11.16	15.07	-0.03	1.61	11.16	15.07	-0.03	1.68	11.64	15.72	-0.03	1.67	11.58	15.63
25	1.30	5.30	-0.03	1.62	11.23	15.16	-0.03	1.62	11.23	15.16	-0.03	1.66	11.51	15.54	-0.03	1.66	11.51	15.54
26	1.40	5.40	-0.03	1.63	11.30	15.26	-0.03	1.63	11.30	15.26	-0.03	1.67	11.58	15.63	-0.03	1.66	11.51	15.54
27	1.50	5.50	-0.03	1.64	11.37	15.35	-0.03	1.64	11.37	15.35	-0.03	1.68	11.64	15.72	-0.03	1.68	11.64	15.72

Figura 60 – Exemplo de folha de calculo utilizada para a calcular tensões

Devido ao facto do exemplo de fenda de fadiga na ponte do rio Tone se ter dado na zona interior do pormenor, decidiu-se não considerar as tensões nos nós exteriores, analisando apenas os nós interiores. Na Figura 60 é possível observar alguns dessas situações como é o caso do nó 2217 e do nó 2216, ambos na zona do meio vão (identificados com uma barra a verde).

Admitindo que os comboios circulam dos dois lados da ponte de Bristol, foram calculadas as tensões para essas situações como demonstra a Figura 61, onde é representado a passagem do comboio de fadiga 6 em ambas as vias e as tensões resultantes no nó 2216. Sendo que quando o comboio passa do lado esquerdo as tensões são muito inferiores às tensões quando o comboio passa do lado direito, a análise de fadiga foi realizada considerando apenas a passagem dos comboios de fadiga pelo lado que está a ser analisado, ou seja, o lado direito.

Depois da aplicação do fator de amplificação dinâmica nas tensões anteriormente calculadas, os dados foram formatados de modo a serem inseridos no programa FDT - Fatigue Damage Tool,

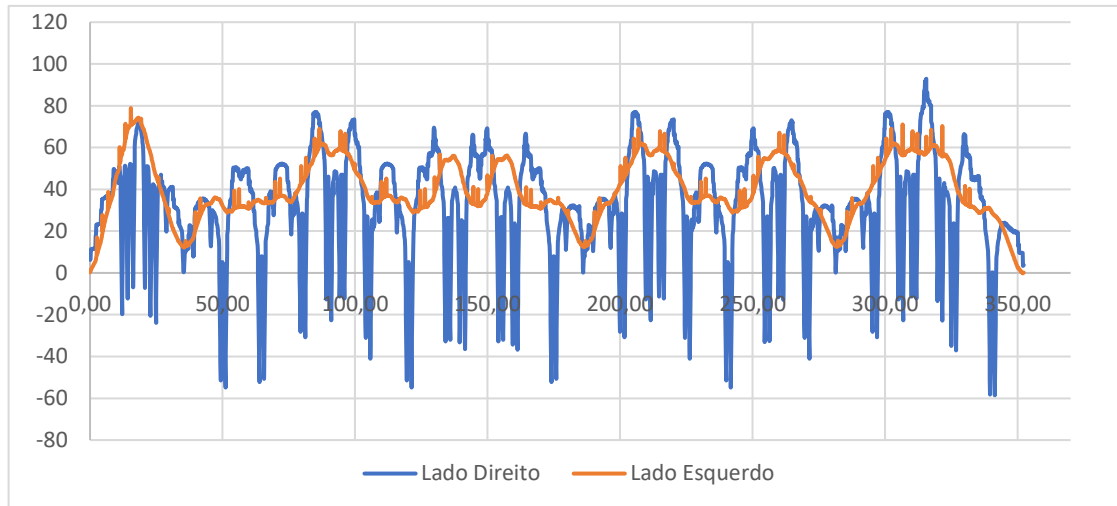


Figura 61 - Influência do passagem do comboio de fadiga 6 do lado direito vs lado esquerdo da Ponte de Bristol em relação ao nó 2216

5.4.2. ANÁLISE SEM PLACAS DE REFORÇO DE FRP

Neste subcapítulo são apresentados os resultados do estudo realizado ao comportamento à fadiga da secção crítica sem recurso ao reforço de FRP. Obtidos os valores do dano provocado pela passagem dos comboios de fadiga pelo lado direito da ponte, observou-se que os nós com maior dano se situavam na zona do encontro, como é possível observar-se na Tabela 14, representado a negrito (ver localização dos nós na Tabela 10)

Tabela 14 – Valores do dano acumulado nos nós em análise devido à passagem dos comboios de fadiga

	2216	2217	2276	2277	2328	2329
CF1	5.27E-06	6.32E-06	5.41E-06	6.43E-06	9.96E-06	9.61E-06
CF2	2.58E-06	2.94E-06	3.56E-06	4.43E-06	5.45E-06	5.65E-06
CF3	1.49E-05	1.52E-05	2.01E-05	2.35E-05	2.67E-05	2.68E-05
CF4	1.32E-05	1.26E-05	1.11E-05	1.32E-05	1.57E-05	1.46E-05
CF5	2.36E-05	2.58E-05	2.49E-05	3.18E-05	4.41E-05	4.07E-05
CF6	2.45E-05	2.61E-05	2.03E-05	2.42E-05	3.16E-05	2.88E-05
CF7	1.98E-05	2.01E-05	1.62E-05	1.82E-05	2.84E-05	2.56E-05
CF8	1.61E-05	1.76E-05	2.25E-05	2.83E-05	3.17E-05	2.96E-05
CF9	7.32E-07	6.77E-07	7.07E-07	8.05E-07	2.47E-06	2.55E-06
CF10	1.61E-05	1.64E-05	1.41E-05	1.66E-05	2.88E-05	2.93E-05
CF11	2.59E-05	2.57E-05	2.21E-05	2.62E-05	3.27E-05	2.96E-05
CF12	1.83E-05	1.86E-05	2.30E-05	2.70E-05	2.70E-05	2.70E-05

Nas Figura 62 e 63 são representados os danos avaliados ao nível do nó 2217 (barra 431 situada a meio vão) e do nó 2328 (barra 240 situada no apoio), provocados pela passagem de todos os comboios de fadiga. Pela análise do gráfico é possível observar que o comboio mais crítico para este nó é o comboio de fadiga 6. Esta conclusão permitirá analisar outras situações, como a influência da velocidade de circulação e da influência da espessura do FRP no dano, sendo estas conclusões apresentadas mais à frente neste capítulo.

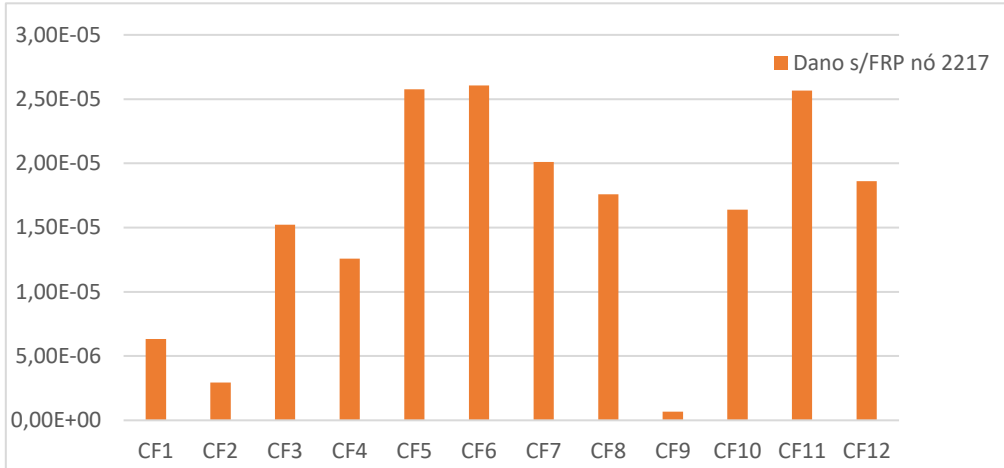


Figura 62 – Gráfico representativo do dano no nó 2217 sem FRP devido à passagem de comboios de fadiga

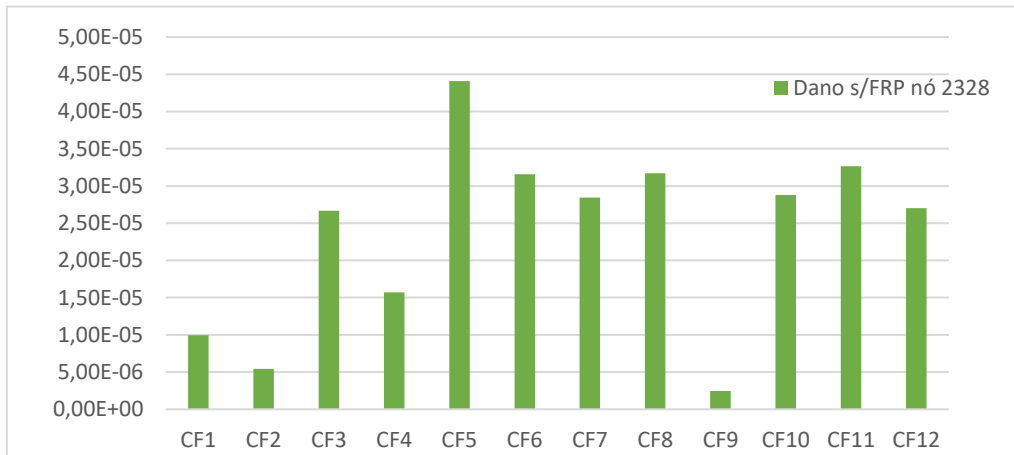


Figura 63 – Gráfico representativo do dano no nó 2328 sem FRP devido à passagem de comboios de fadiga

Como referido anteriormente, foram testados os cenários de tráfego do EN 1991-2 (2003) de modo a estimar a vida útil da ponte de Bristol. As estimativas de dano aqui apresentadas têm como objetivo fundamental demonstrar a influência do FRP no aumento de vida útil. Na Figura 64 são apresentados os valores do dano no nó 2217 (meio vão) e do nó 2328 (zona do encontro) resultante da passagem dos cenários de tráfego anteriormente enunciados.

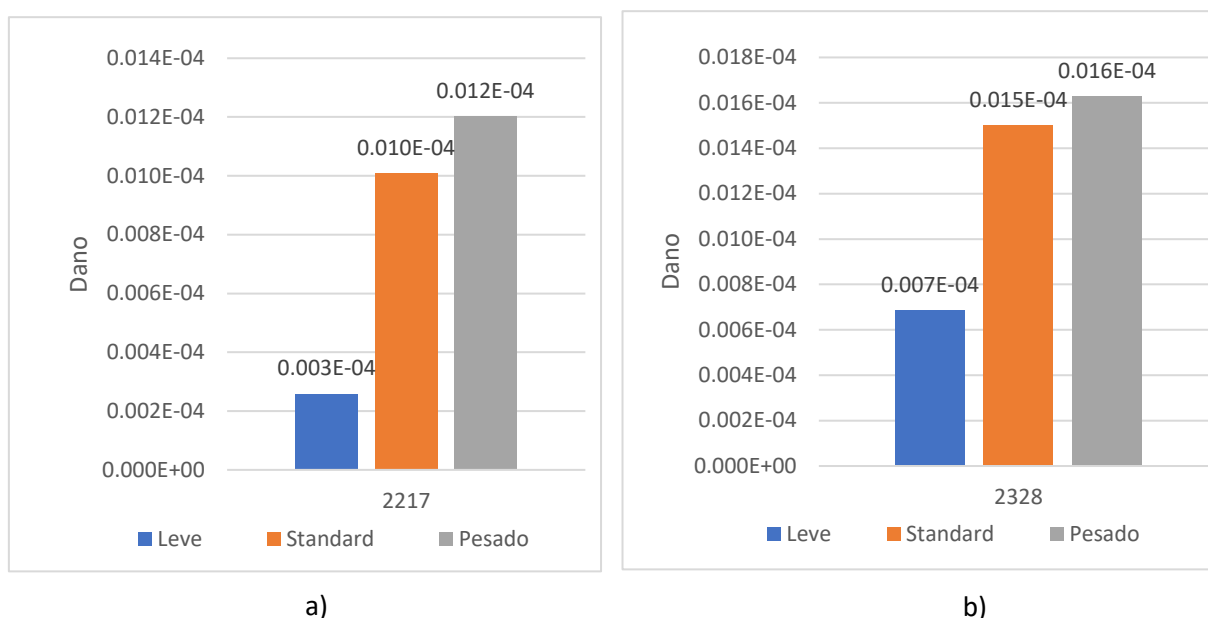


Figura 64 – Grafico com valores do dano acumulado no nó 2217 (a) e no nó 2328 (b) sem FRP devido aos cenários de tráfego

Nas seguintes Tabelas 15, 16 e 17 são apresentados os resultados do cálculo de dano dos cenários de tráfego para os nós em análise. O dano ao fim de um ano de circulação é conhecido multiplicando o dano diário pelo número de dias de um ano (365 dias). Pela lei de Palmgren-Miner, o limite de dano é atingido quando este é igual à unidade, pelo que dividindo a unidade pelo dano anual obtêm-se o número de anos necessários para a estrutura atingir o seu limite por fadiga.

Tabela 15 – Valores do dano acumulado e estimativa para cenário de tráfego leve

Comboios de fadiga	Nº de passagens p/dia	Nó 2217 (Meio vão)	Nó 2328 (Encontro)
		Dano de 1 passagem	Dano de 1 passagem
CF1	10	6.31958E-06	9.96191E-06
CF2	5	2.93889E-06	5.44696E-06
CF5	2	2.57735E-05	4.40638E-05
CF9	190	6.77185E-07	2.46556E-06
Total p/dia		2.581E-04	6.834E-04

Tabela 16 - Valores do dano acumulado e estimativa para cenário de tráfego standard

		Nó 2217 (Meio vão)	Nó 2328 (Encontro)
Comboio de fadiga	Nº de passagens p/dia	Dano de 1 passagem	Dano de 1 passagem
CF1	12	6.31958E-06	9.96191E-06
CF2	12	2.93889E-06	5.44696E-06
CF3	5	1.52313E-05	2.66666E-05
CF4	5	1.25729E-05	1.5694E-05
CF5	7	2.57735E-05	4.40638E-05
CF6	12	2.60553E-05	3.15745E-05
CF7	8	2.00976E-05	2.84447E-05
CF8	6	1.7596E-05	3.16974E-05
Total p/dia		1.010E-03	1.502E-03

Tabela 17 - Valores do dano acumulado e estimativa para cenário de tráfego pesado

		Nó 2217 (Meio vão)	Nó 2328 (Encontro)
	Nº de passagens p/dia	Dano de 1 passagem	Dano de 1 passagem
CF5	6	2.577E-05	4.40638E-05
CF6	13	2.606E-05	3.15745E-05
CF11	16	2.568E-05	3.26512E-05
CF12	16	1.861E-05	2.6998E-05
Total p/dia		1.202E-03	1.629E-03

5.4.3. ANÁLISE COM PLACAS DE REFORÇO DE FRP

Neste secção é apresentado o resultado da aplicação de placas de reforço FRP e a sua influência no dano nos nós 2217 e 2328 provocado pela passagem dos comboios de fadiga. Esta análise foi realizada admitindo que o reforço de FRP foi colocado segundo a ilustração na Figura 65.

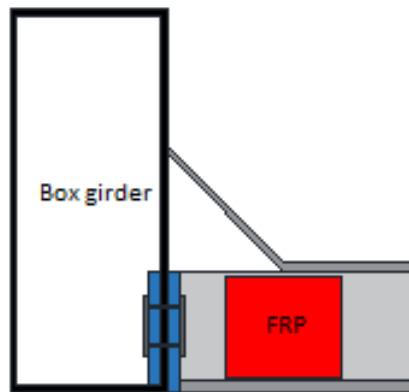


Figura 65 – Ilustração representativa da aplicação do FRP na secção crítica

Na Figura 66 é apresentada a comparação dano na secção em estudo com a aplicação de FRP e sem FRP para o nó 2217 (meio vão).

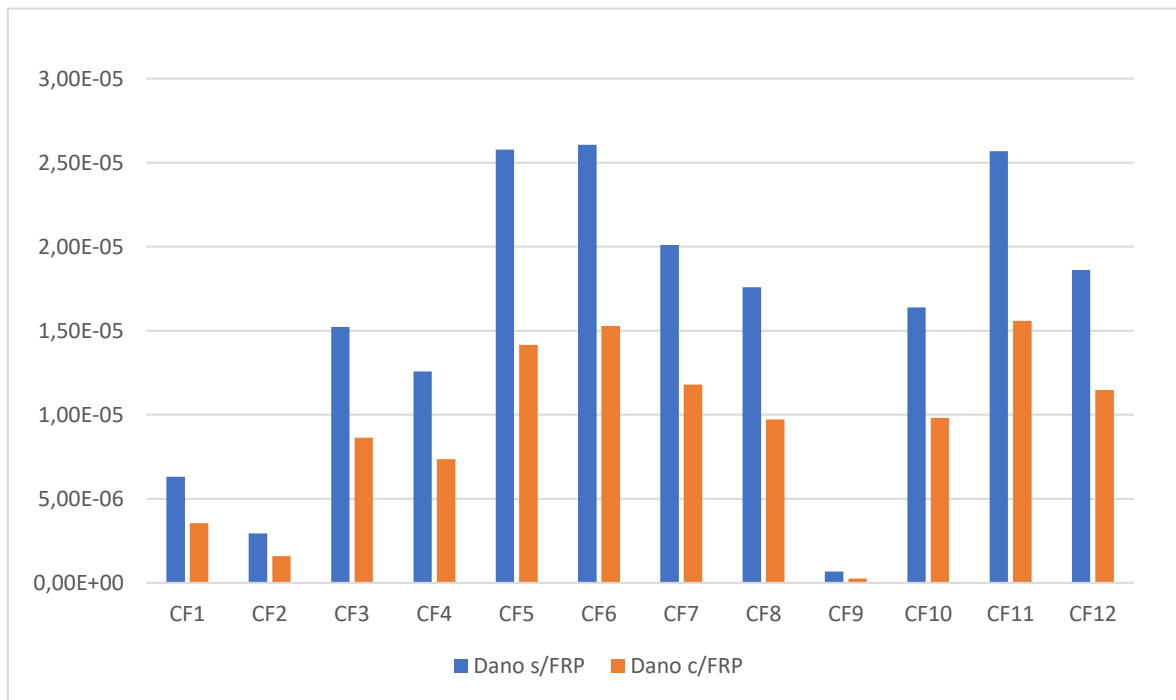


Figura 66 – Dano acumulado s/FRP vs Dano acumulado c/FRP pela passagem do comboio de fadiga 6 no nó 2217

Na Figura 67 é apresentada a comparação dano na secção em estudo com a aplicação de FRP e sem FRP para o nó 2328 (encontro).

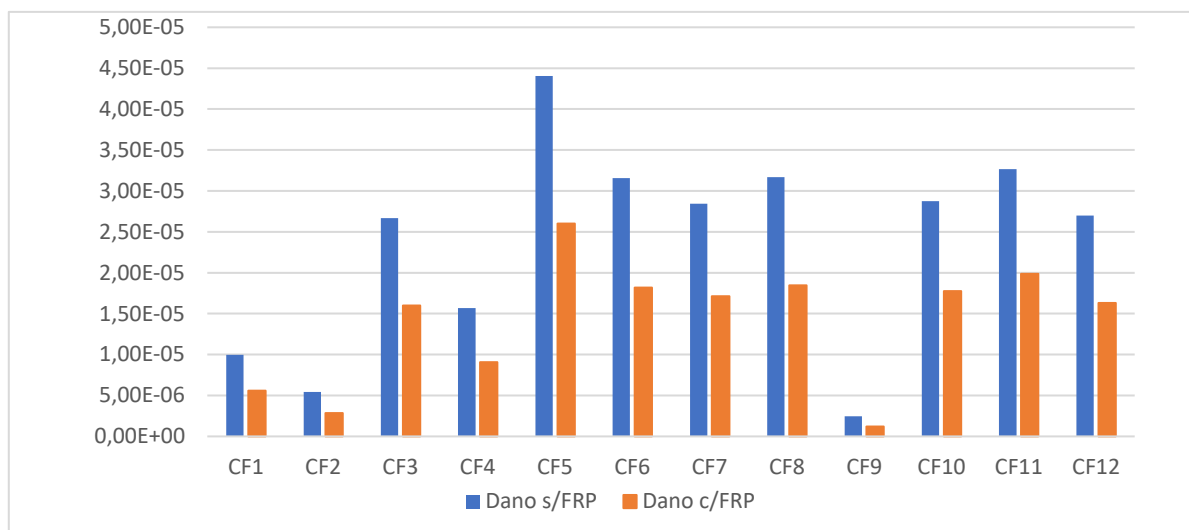


Figura 67 - Dano acumulado s/FRP vs Dano acumulado c/FRP pela passagem do comboio de fadiga 6 no nó 2328

De acordo com os valores das Tabelas 18 e 19 é possível observar uma redução do dano resultante da passagem dos comboios de fadiga, devido à aplicação do reforço, entre os 40-60% em ambos os nós. Os resultados permitem desde já ter uma ideia do impacto importante do FRP na estrutura e no prolongamento da sua vida útil.

Tabela 18 – Comparação dos valores do dano acumulado no nó 2217 com reforço de FRP e sem reforço de FRP e respetiva análise percentual

Comboio de fadiga	Dano no nó 2217 provocado pela passagem de 1 comboio		Redução percentual
	S/FRP	C/FRP	
CF1	6.32E-06	3.55E-06	-44%
CF2	2.94E-06	1.59E-06	-46%
CF3	1.52E-05	8.64E-06	-44%
CF4	1.26E-05	7.37E-06	-42%
CF5	2.58E-05	1.42E-05	-45%
CF6	2.61E-05	1.53E-05	-41%
CF7	2.01E-05	1.18E-05	-42%
CF8	1.76E-05	9.72E-06	-45%
CF9	6.77E-07	2.56E-07	-62%
CF10	1.64E-05	9.82E-06	-40%
CF11	2.57E-05	1.56E-05	-40%
CF12	1.86E-05	1.15E-05	-38%

Tabela 19 – Comparação dos valores do dano acumulado no nó 2328 com reforço de FRP e sem reforço de FRP e respetiva análise percentual

Comboio de fadiga	Dano no nó 2328 provocado pela passagem de 1 comboio		Redução percentual
	S/FRP	C/FRP	
CF1	9.96E-06	5.58E-06	-43%
CF2	5.45E-06	2.83E-06	-45%
CF3	2.67E-05	1.60E-05	-45%
CF4	1.57E-05	9.08E-06	-42%
CF5	4.41E-05	2.60E-05	-46%
CF6	3.16E-05	1.82E-05	-42%
CF7	2.84E-05	1.71E-05	-42%
CF8	3.17E-05	1.85E-05	-44%
CF9	2.47E-06	1.20E-06	-61%
CF10	2.88E-05	1.78E-05	-41%
CF11	3.27E-05	1.99E-05	-42%
CF12	2.70E-05	1.63E-05	-38%

Na Figura 68 e 69 estão representados os gráficos de barras que comparam o dano relativo dos cenários de tráfego mediante o uso de FRP e sem o reforço de FRP nos nós 2217 e 2328, respetivamente.

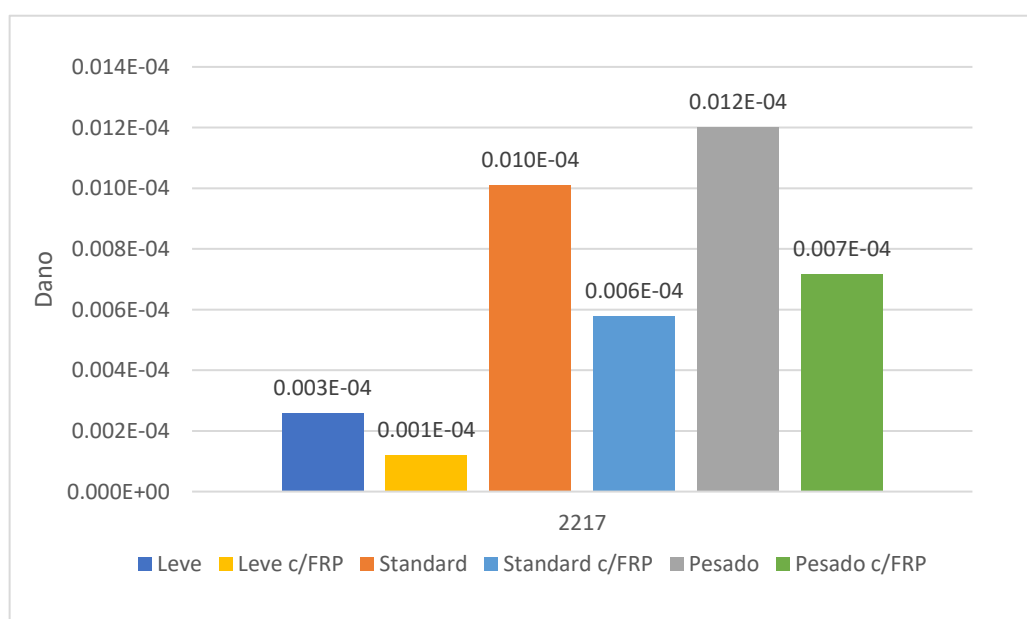


Figura 68 - Gráfico com valores do dano acumulado no nó 2217 sem FRP vs com FRP devido aos cenários de tráfego

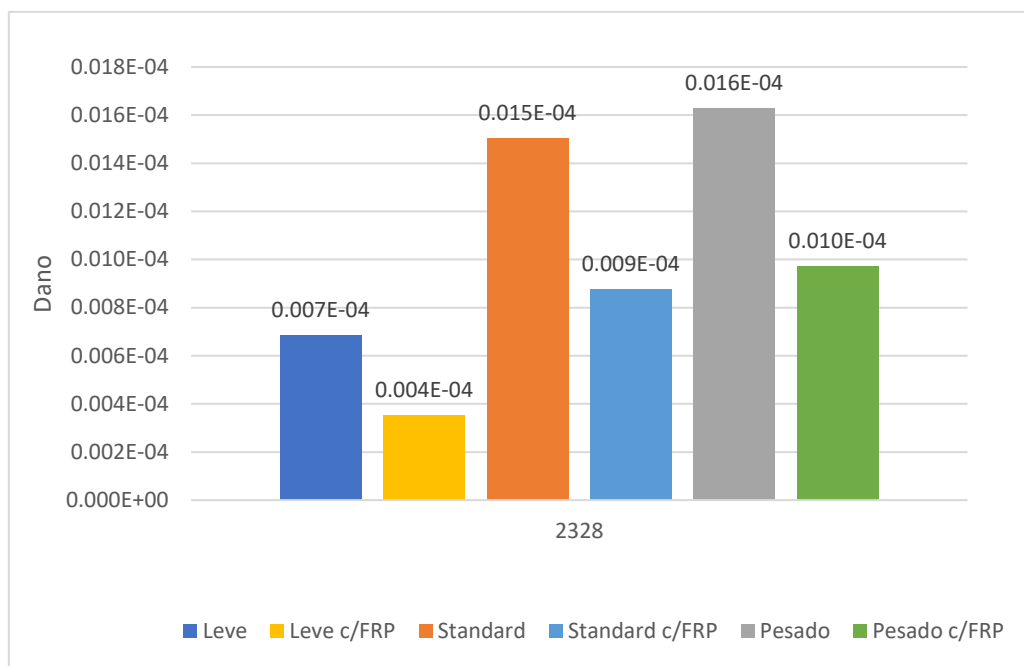


Figura 69 – Gráfico com valores do dano acumulado no nó 2328 sem FRP vs com FRP devido aos cenários de tráfego

De acordo com as Tabelas 20, 21 e 22 pode-se analisar a influência do FRP no dano diário para os cenários de tráfego nos nós estudados.

Tabela 20 – Comparação dos valores do dano acumulado devido ao cenário de tráfego leve para os nós 2217 e 2328

Comboios de fadiga	Nó 2217 (Meio vão)		Nó 2328 (Encontro)	
	S/FRP	C/FRP	S/FRP	C/FRP
CF1	6.31958E-06	3.54583E-06	9.96191E-06	5.58475E-06
CF2	2.93889E-06	1.59325E-06	5.44696E-06	2.83401E-06
CF5	2.57735E-05	1.41657E-05	4.40638E-05	2.59939E-05
CF9	6.77185E-07	2.56466E-07	2.46556E-06	1.20428E-06
Total p/dia	2.581E-04	1.205E-04	6.834E-04	3.508E-04

Tabela 21 - Comparação dos valores do dano acumulado devido ao cenário de tráfego standart para os nós 2217 e 2328

Comboios de fadiga	Nó 2217 (Meio vão)		Nó 2328 (Encontro)	
	S/FRP	C/FRP	S/FRP	C/FRP
CF1	6.31958E-06	3.54583E-06	9.96191E-06	5.58475E-06
CF2	2.93889E-06	1.59325E-06	5.44696E-06	2.83401E-06
CF3	1.52313E-05	8.64E-06	2.66666E-05	1.59945E-05
CF4	1.25729E-05	7.36719E-06	1.5694E-05	9.07702E-06
CF5	2.57735E-05	1.41657E-05	4.40638E-05	2.59939E-05
CF6	2.60553E-05	1.52815E-05	3.15745E-05	1.81908E-05
CF7	2.00976E-05	1.18034E-05	2.84447E-05	1.71474E-05
CF8	1.7596E-05	9.72136E-06	3.16974E-05	1.84671E-05
Total p/dia	1.010E-03	5.770E-04	1.502E-03	8.746E-04

Tabela 22 - Comparação dos valores do dano acumulado devido ao cenário de tráfego pesado para os nós 2217 e 2328

Comboios de fadiga	Nó 2217 (Meio vão)		Nó 2328 (Encontro)	
	S/FRP	C/FRP	S/FRP	C/FRP
CF5	2.57735E-05	1.41657E-05	4.40638E-05	2.59939E-05
CF6	2.60553E-05	1.52815E-05	3.15745E-05	1.81908E-05
CF11	0.000025676	1.55797E-05	3.26512E-05	1.98681E-05
CF12	1.86089E-05	1.14692E-05	2.6998E-05	1.62989E-05
Total p/dia	1.202E-03	7.164E-04	1.629E-03	9.711E-04

Tal como referido anteriormente, o estudo realizado teve como objetivo conhecer a influência do FRP no aumento da vida útil da estrutura e não determinar o número de anos da estrutura até atingir o seu limite de funcionamento. Sendo assim, é possível observar pelos valores das tabelas anteriormente apresentadas essa influência positiva do FRP na redução do dano e no aumento da vida da estrutura para os vários cenários de tráfego, entre os 40% e os 50%. Estes valores são muito significativos tendo em conta o tipo de estrutura e o tipo de cargas a que se encontra sujeita.

5.4.4. OUTROS RESULTADOS

Para ambas as situações foi utilizado apenas o comboio de fadiga mais crítico, referido no capítulo anterior como sendo o comboio de fadiga 6, e o nó 2217, situado a meio vão.

5.4.3.1. Influência da velocidade de circulação no cálculo do dano acumulado

Tal como o esperado, a velocidade de circulação dos comboios é um fator importante no cálculo do dano. Nas análises estáticas a velocidade influencia diretamente o dano devido ao aumento dos esforços atuantes por meio do coeficiente de amplificação dinâmica. Na Figura 70 é apresentada um gráfico que representa a influência da velocidade de circulação do comboio de fadiga 6 no dano do nó 2217. Como se pode observar, esta relação é aproximadamente linear, sendo que quanto mais rápido, maior o coeficiente de amplificação e, conseqüentemente, maior o dano acumulado. Também é possível verificar que para um aumento de 10km/h na velocidade de circulação, o dano acumulado aumenta cerca de 5%.

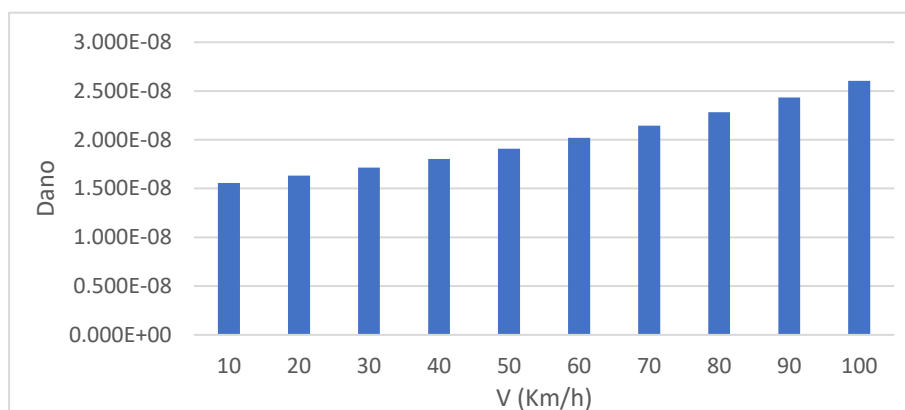


Figura 70 – Influência da velocidade de circulação dos comboios no cálculo do dano acumulado

5.4.3.2. Influência do aumento da espessura do FRP no cálculo do dano acumulado

Recorrendo ao catálogo Sika® CarboDur® (2019), decidi se conhecer a influência da espessura do reforço FRP. Pela análise da Figura 71, é possível verificar uma redução de apenas 4% do dano acumulado pelo aumento da espessura do FRP, pelo que este fator torna-se pouco crucial no que diz respeito à análise de fadiga.

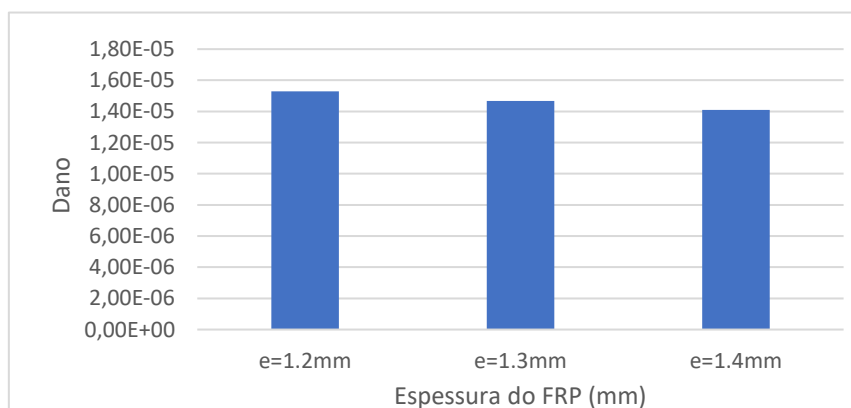


Figura 71 – Influência da espessura do FRP no cálculo do dano acumulado

6

CONCLUSÕES

6.1. CONCLUSÕES

Na presente dissertação foram realizadas análises à fadiga de detalhes críticos uma ponte metálica ferroviária considerando esses detalhes não reforçados e reforçados com placas FRP no estudo de acumulação de dano por fadiga devem ser considerados tendo em conta os cenários de tráfego real, bem como, soluções de reforço a adotar de modo a aumentar a vida útil das estruturas.

Foram apresentados resultados da análise de fadiga realizada pelo meio do cálculo do dano acumulado pela passagem de comboios de fadiga e identificados os pontos críticos da estrutura, bem como, a comparação dos valores do dano sem qualquer tipo de reforço e com a aplicação de FRP.

A utilização de placas de FRP em detalhes estruturais revela uma influência considerável na redução da concentração de tensões nas localizações críticas, conduzindo a um aumento da vida útil da estrutura. Foram assim avaliadas várias situações com diferentes níveis de tráfego ferroviário baseados nos cenários de tráfego regulamentares presentes no Anexo D da EN1991-2. Verificou-se uma aumento da vida de fadiga pode ser verificado na ordem dos 40-50%, dependendo dos cenários de carga, leve e pesado, respetivamente. Contudo, os cenários de tráfego ferroviário têm de ser ajustados o mais possível à realidade tendo em contra os diferentes tipos de carregamento ao longo dos anos e a frequência de circulação dos comboios (cenários de carga).

As influências da velocidade de circulação dos comboios, bem como o aumento da espessura das placas FRP na avaliação do dano por fadiga foram objeto de estudo. Os resultados mostram que a velocidade de circulação dos comboios é muito importante na avaliação do dano por fadiga, na medida em que para o um aumento de 10 km/h na velocidade de circulação, o dano acumulado aumenta cerca de 5%. Por outro lado, o aumento da espessura das placas de FRP exibiu ter pouca influência na avaliação do dano por fadiga, uma vez que um aumento de espessura de 1.2 mm para 1.4 mm levou a uma diminuição de apenas 4%. Neste sentido, estudo de otimização na avaliação à fadiga considerando diferentes espessuras e/ou tipos de placas FRP devem ser feitos, uma vez que, estão envolvidos custos acrescidos.

Por fim, é importante realçar que a retirada de conclusões sobre o funcionamento deste tipo de material e sobre o seu efeito em estruturas como a estudada deve ser feita de forma cautelosa, devido ao facto da sua aplicação e o modo como é aplicado estar dependente do utilizador, às condições em que se encontra a superfície a aplicar o reforço e às condições exteriores, mais concretamente, ambientais.

6.2. PROPOSTAS DE MELHORIAS E TRABALHOS FUTUROS

Após a finalização deste trabalho podem-se referir alguns aspetos a melhorar em trabalhos futuros a serem realizados. Começando pelo modelo a desenvolver, em situações como esta deve se optar pelo desenvolvimento de um modelo de cascas de forma a considerar variáveis desprezadas neste estudo e a perceber se essa opção iria alterar muito os resultados obtidos.

Em relação à análise de fadiga, em trabalhos futuros é importante testar esta mesma ponte (Bristol Bridge) para análises dinâmicas com comboios reais. De realçar que nesta dissertação não foram utilizados comboios reais devido à falta de informação sobre os mesmos.

Relativamente à continuidade que pode ser feita em trabalhos de estudo sobre a aplicação de placas FRPs, sugere-se os seguintes desenvolvimentos futuros:

- Elaboração de ensaios de fadiga de detalhes estruturais e ligações rebitadas e/ou aparafusadas com ou sem reforço de placas CFRP e/ou GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer);
- Estudo da influência da espessura das placas CFRP e/ou GFRP na vida à fadiga de detalhes e ligações estruturais;
- Avaliação das taxas de propagação de fendas de fadiga (modo puro I e modo misto) com e sem reforços em placas de CFRP e/ou GFRP, para diferentes razões de tensão e espessuras de placas de reforço;
- Caracterização do fecho de fenda nos ensaios de propagação de fendas de fadiga com a presença de placas de reforço do tipo CFRP e/ou GFRP;
- Avaliação da previsão da vida à fadiga de ligações e detalhes estruturais com e sem reforços de placas CFRP e/ou GFRP usando simulação numérica;
- Utilização de material metálico antigo, ex. ferros pudelados e aços médios, extraídos de pontes metálicas antigas em operação;
- Avaliação da vida à fadiga de pontes metálicas antigas usando modelos numéricos multi-escala;
- Avaliação da vida à fadiga de detalhes de pontes metálicas antigas usando abordagens locais e mecânica da fratura.

BIBLIOGRAFIA

2018. Descendentes de Gustave Eiffel nos 140 anos da ponte metálica de Viana. In *Diário de Notícias*.
- AASHTO, LRFD. 2012. "AASHTO LRFD bridge design specifications." *American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC*.
- Aiello, Maria Antonietta, Luigi Ascione, Alessandro Baratta, Filippo Bastianini, Umberto Battista, Andrea Benedetti, Valentino Paolo Berardi, Antonio Bilotta, Antonio Borri, and BATI Briccoli. 2014. "Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures."
- Albuquerque, Carlos, António LL Silva, Abílio MP de Jesus, and Rui Calçada. 2015. "An efficient methodology for fatigue damage assessment of bridge details using modal superposition of stress intensity factors." *International Journal of Fatigue* 81:61-77.
- Autodesk, Inc. 2019. *Robot Structural Analysis Professional*.
- Bank, Lawrence C. 2006. *Composites for construction: structural design with FRP materials*: John Wiley & Sons.
- Barbero, Ever J. 2017. *Introduction to composite materials design*: CRC press.
- Basquin, OH. 1910. "The exponential law of endurance tests." *Proc Am Soc Test Mater*.
- Borrie, D, XL Zhao, RK Singh Raman, and Y Bai. 2016. "Fatigue performance of CFRP patched pre-cracked steel plates after extreme environmental exposure." *Composite Structures* 153:50-59.
- BSI, BS. 1980. "5400 Steel, concrete and composite bridges, part 10: code of practice for fatigue." *British Standards Institution*.
- Castillo, Enrique, and Alfonso Fernández-Canteli. 2009. *A unified statistical methodology for modeling fatigue damage*: Springer Science & Business Media.
- CEN. 2005. Eurocode 3: Design of steel structures—Part 1–9: Fatigue.
- Chan, KS, and AK Miller. 1982. "Prediction of fatigue failure in structural alloys Initiation and crack propagation." ISTFA 1982- International Symposium for Testing and Failure Analysis.
- CIRIA. 2018. *Fibre-reinforced polymer bridges - guidance for designers*. London, UK: CIRIA.
- Clarke, John L. 2014. *Structural design of polymer composites: Eurocomp design code and background document*: CRC Press.
- Colombi, Pierluigi, Giulia Fava, and Lisa Sonzogni. 2015. "Effect of initial damage level and patch configuration on the fatigue behaviour of reinforced steel plates." *Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures* 38 (3):368-378.
- Correia, JAFO. 2014. "An integral probabilistic approach for fatigue lifetime prediction of mechanical and structural components." Universidade do Porto (Portugal).
- Correia, JAFO, Abílio MP De Jesus, João CM Pinto, Rui AB Calçada, Bruno Pedrosa, Carlos Rebelo, Helena Gervásio, and L Simões da Silva. 2016. "Fatigue behaviour of single and double shear connections with resin-injected preloaded bolts." 19th IABSE Congress, Stockholm, Sweden.
- Correia, JAFO, Abílio MP De Jesus, Antonio LL Silva, Bruno Pedrosa, Carlos Rebelo, and R Calçada. 2017a. "FE simulation of SN curves for a riveted connection using two-stage fatigue models." *Advances in Computational Design, an International Journal* 2:333-348.
- Correia, JAFO, Bruno Alexandre Silva Pedrosa, Patrícia Cordeiro Raposo, Abílio Manuel Pinho De Jesus, Helena Maria dos Santos Gervásio, Grzegorz Stanisław Lesiuk, Carlos Alberto da Silva Rebelo, Rui Artur Bartólo Calçada, and Luís Alberto Proença Simões da Silva. 2017b. "Fatigue strength evaluation of resin-injected bolted connections using statistical analysis." *Engineering* 3 (6):795-805.
- Correia, JAFO, P Raposo, M Muniz-Calvente, S Blasón, G Lesiuk, AMP De Jesus, PMGP Moreira, RAB Calçada, and AF Canteli. 2017c. "A generalization of the fatigue Kohout-Věchet model for several fatigue damage parameters." *Engineering Fracture Mechanics* 185:284-300.
- de Jesus, Abílio MP, António LL da Silva, and José AFO Correia. 2014. "Fatigue of riveted and bolted joints made of puddle iron—A numerical approach." *Journal of Constructional Steel Research* 102:164-177.

- De Jesus, Abílio MP, António LL da Silva, Miguel V Figueiredo, José AFO Correia, Alfredo S Ribeiro, and António A Fernandes. 2011. "Strain-life and crack propagation fatigue data from several Portuguese old metallic riveted bridges." *Engineering Failure Analysis* 18 (1):148-163.
- De Jesus, Abílio MP, Hernán Pinto, Alfonso Fernández-Canteli, Enrique Castillo, and José AFO Correia. 2010a. "Fatigue assessment of a riveted shear splice based on a probabilistic model." *International Journal of Fatigue* 32 (2):453-462.
- De Jesus, AMP, JFN Da Silva, MV Figueiredo, AS Ribeiro, AA Fernandes, JAFO Correia, ALL Da Silva, and JMC Maeiro. 2010b. "Fatigue behaviour of resin-injected bolts: an experimental approach." Iberian conference on fracture and structural integrity.
- Dinda, Sudip, and Daniel Kujawski. 2004. "Correlation and prediction of fatigue crack growth for different R-ratios using K_{max} and ΔK parameters." *Engineering Fracture Mechanics* 71 (12):1779-1790.
- Donald, Keith, and Paul C Paris. 1999. "An evaluation of ΔK_{eff} estimation procedures on 6061-T6 and 2024-T3 aluminum alloys." *International Journal of Fatigue* 21:S47-S57.
- Dowling, Norman E.. 1993. *Mechanical behavior of materials: engineering methods for deformation, fracture, and fatigue*: Prentice Hall international.
- Ellyin, F, and D Kujawski. 1985. "An energy-based fatigue failure criterion." *Microstructure and Mechanical Behaviour of Materials*. 2:591-600.
- Ellyin, Fernand. 2012. *Fatigue damage, crack growth and life prediction*: Springer Science & Business Media.
- Forman, RG. 1972. "Study of fatigue crack initiation from flaws using fracture mechanics theory." *Engineering Fracture Mechanics* 4 (2):333-345.
- Ghafoori, E, M Motavalli, A Nussbaumer, A Herwig, GS Prinz, and M Fontana. 2015. "Determination of minimum CFRP pre-stress levels for fatigue crack prevention in retrofitted metallic beams." *Engineering Structures* 84:29-41.
- Ghafoori, Elyas, and Masoud Motavalli. 2016. "A retrofit theory to prevent fatigue crack initiation in aging riveted bridges using carbon fiber-reinforced polymer materials." *Polymers* 8 (8):308.
- Ghafoori, Elyas, Masoud Motavalli, J Botsis, Andrin Herwig, and Matteo Galli. 2012. "Fatigue strengthening of damaged metallic beams using prestressed unbonded and bonded CFRP plates." *International Journal of Fatigue* 44:303-315.
- Ghafoori, Elyas, Gary Prinz, Emmanuel Mayor, Alain Nussbaumer, Masoud Motavalli, Andrin Herwig, and Mario Fontana. 2014. "Finite element analysis for fatigue damage reduction in metallic riveted bridges using pre-stressed CFRP plates." *Polymers* 6 (4):1096-1118.
- Gholami, Mehran, Abdul Rahman Mohd Sam, Jamaludin Mohamad Yatim, and Mahmood Md Tahir. 2013. "A review on steel/CFRP strengthening systems focusing environmental performance." *Construction and Building Materials* 47:301-310.
- Gresnigt, AM, G Sedlacek, and M Paschen. 2000. "Injection bolts to repair old bridges." *Proceedings of Connections in Steel Structures IV. Roanoke, Virginia, USA*.
- Hartman, A, and J Schijve. 1970. "The effects of environment and load frequency on the crack propagation law for macro fatigue crack growth in aluminium alloys." *Engineering Fracture Mechanics* 1 (4):615-631.
- Hartshorn, Stephen Richard. 2012. *Structural adhesives: chemistry and technology*: Springer Science & Business Media.
- Horas, C Silva, JAFO Correia, AMP De Jesus, R Calçada, ML Aenlle, P Kripakaran, F Pelayo, and A Fernandez-Canteli. 2016. "Application of modal superposition technique in the fatigue analysis using local approaches." *Procedia Engineering* 160:45-52.
- Hu, Lili, Peng Feng, and Xiao-Ling Zhao. 2017. "Fatigue design of CFRP strengthened steel members." *Thin-Walled Structures* 119:482-498. doi: 10.1016/j.tws.2017.06.029.
- Jaggery. 2018. "West side of Bristol Road railway bridge, Stonehouse." <https://www.geograph.org.uk/photo/5727559>.
- Kabir, Md Humayun, Sabrina Fawzia, Tommy HT Chan, and JCPH Gamage. 2014. "Durability performance of carbon fibre-reinforced polymer strengthened circular hollow steel members under cold weather." *Australian Journal of Structural Engineering* 15 (4):377-392.

- Kalavagunta, Sreedhar, Sivakumar Naganathan, and Kamal Nasharuddin Mustapha. 2014. "Axially loaded steel columns strengthened with CFRP." *Jordan Journal of Civil Engineering* 159 (3175):1-12.
- Kamruzzaman, Mohamed, Mohd Zamin Jumaat, NH Ramli Sulong, and ABM Islam. 2014. "A review on strengthening steel beams using FRP under fatigue." *The Scientific World Journal* 2014.
- Kortiš, Ján. 2011. "The numerical solution of the bolted connection with the low-quality injected bolts." Proceedings of the 9th International Conference on new trends in statics and dynamics of buildings.
- Kuehn, Bertram, M Lukic, Alain Nussbaumer, H-P Günther, Rosemarie Helmerich, SHKM Herion, MH Kolstein, S Walbridge, B Androic, and O Dijkstra. 2008. Assessment of existing steel structures: recommendations for estimation of remaining fatigue life. Joint Research Center.
- Lesiuk, G, M Katkowski, M Duda, A Królicka, JAFO Correia, AMP De Jesus, and J Rabiega. 2017. "Improvement of the fatigue crack growth resistance in long term operated steel strengthened with CFRP patches." *Procedia Structural Integrity* 5:912-919.
- Lin, Weiwei, Teruhiko Yoda, Nozomu Taniguchi, and Masanori Hansaka. 2013. "Performance of strengthened hybrid structures renovated from old railway steel bridges." *Journal of Constructional Steel Research* 85:130-139.
- Mayorga, L Gallegos, Stéphane Sire, José Antonio Fonseca de Oliveira Correia, AMP De Jesus, I Valente, C Rebelo, A Fernández-Canteli, Muriel Ragueneau, and Bernard Plu. 2016. "Design SN curves for old Portuguese and French riveted bridges connection based on statistical analyses." *Procedia Engineering* 160:77-84.
- Mayorga, Linamaria Gallegos, Stéphane Sire, José AFO Correia, Abilio MP De Jesus, Carlos Rebelo, Alfonso Fernández-Canteli, Muriel Ragueneau, and Bernard Plu. 2017. "Statistical evaluation of fatigue strength of double shear riveted connections and crack growth rates of materials from old bridges." *Engineering Fracture Mechanics* 185:241-257.
- Miravalles, Miguel, and Iip Dharmawan. 2007. "The creep behaviour of adhesives. A numerical and experimental investigation."
- Morrow, J, and DF Socie. 1981. "The evolution of fatigue crack initiation life prediction methods." *Materials, Experimentation and Design in Fatigue*:3-21.
- Morrow, JoDean. 1965. "Cyclic plastic strain energy and fatigue of metals." In *Internal friction, damping, and cyclic plasticity*. ASTM International.
- Network Rail. 2012. ASSESSMENT REPORT: River Tone Underbridge. Network Rail.
- Network Rail. 2017. BRIDGE VISUAL : EASTINGTON ROAD. Network Rail.
- Nijgh, Martin. 2017. "New Materials for Injected Bolted Connections: A Feasibility Study for Demountable Connections."
- Paris, Paul C. 1961. "A rational analytic theory of fatigue." *The trend in engineering* 13:9.
- Prandi, Jair. 2012. Ponte Dom Luís – Porto.
- Ribeiro, Alfredo S, and José AFO Correia. 2011. "EVOLUTION OF FATIGUE HISTORY."
- Rice, Richard C, Brian N Leis, and Drew Nelson. 1988. *Fatigue design handbook*. Vol. 10: Society of Automotive Engineers.
- Rodrigues, Mariana da Silva Ferreira. 2017. "Comportamento Monotónico e à Fadiga de Adesivos Estruturais para Reparação de Pontes Metálicas."
- Sanches, Rui F, Abílio MP de Jesus, José AFO Correia, ALL Da Silva, and AA Fernandes. 2015. "A probabilistic fatigue approach for riveted joints using Monte Carlo simulation." *Journal of Constructional Steel Research* 110:149-162.
- Schijve, Jaap. 2004. "Fatigue of structures and materials."
- Shawcross, A. 2001. Assesment Report Bristol Road / A419. WSP.
- Sika Portugal SA. 2019. Ficha de Dados do Produto Sika® CarboDur® E. V. N. de Gaia: Sika Portugal SA.
- Silva, JFN da. 2009. "Comparação entre o comportamento à fadiga de ligações rebitadas e aparafusadas." *Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Vila Real*.
- STN, EN. 1991. "2: Eurocode 1: Actions on structures." *Part 2: Traffic loads on bridges*.

- Takahashi, Bruno Ximenes. 2014. "Metodologia moderna para análise de fadiga baseada em elementos finitos de componentes sujeitos a fadiga uni e multiaxial." Universidade de São Paulo.
- Taras, Andreas, and Richard Greiner. 2010. "Development and application of a fatigue class catalogue for riveted bridge components." *Structural engineering international* 20 (1):91-103.
- Ticona Melo, Ladislao R, Tulio N Bittencourt, Diogo Ribeiro, and Rui Calçada. 2018. "Dynamic response of a railway bridge to heavy axle-load trains considering vehicle-bridge interaction." *International Journal of Structural Stability and Dynamics* 18 (01):1850010.
- Vasudeven, AK, K Sadananda, and N Louat. 1994. "A review of crack closure, fatigue crack threshold and related phenomena." *Materials Science and Engineering: A* 188 (1-2):1-22.
- Walker, K. 1970. "The effect of stress ratio during crack propagation and fatigue for 2024-T3 and 7075-T6 aluminum." In *Effects of environment and complex load history on fatigue life*. ASTM International.
- Zhao, Xiao-Ling, Yu Bai, Riadh Al-Mahaidi, and Sami Rizkalla. 2013. "Effect of dynamic loading and environmental conditions on the bond between CFRP and steel: state-of-the-art review." *Journal of Composites for Construction* 18 (3):A4013005.
- Zhao, XL, S Herion, JA Packer, R Puthli, G Sedlacek, J Wardenier, K v Weynand, A Van Wingerde, and N Yeomans. 2000. "Design guide for circular and rectangular hollow section joints under fatigue loading." *CIDECT, TUV Germany*.
- Živanović, S, G Feltrin, JT Mottram, and JMW Brownjohn. 2014. "Vibration performance of bridges made of fibre reinforced polymer." In *Dynamics of Civil Structures, Volume 4*, 155-162. Springer.