

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**AVALIAÇÃO GLOBAL-LOCAL DA VIDA EM FADIGA DA PONTE DE
EASTINGDON**

Laura Araujo Nogueira

Belo Horizonte

2023

Laura Araujo Nogueira

**AVALIAÇÃO GLOBAL-LOCAL DA VIDA EM FADIGA DA PONTE DE
EASTINGDON**

Versão Final

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Orientador: Prof. Hermes Carvalho

Coorientador: Prof. José António Fonseca de Oliveira Correia

Belo Horizonte

2023

N778a

Nogueira, Laura Araujo.

Avaliação global-local da vida em fadiga da ponte de Eastingdon [recurso eletrônico] / Laura Araujo Nogueira. - 2023.

1 recurso online (130 f. : il., color.) : pdf.

Orientador: Hermes Carvalho.

Coorientador: José António Fonseca de Oliveira Correia.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Bibliografia: f. 123-130.

Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.

1. Engenharia de estruturas - Teses. 2. Aço - Estruturas - Teses. 3. Fadiga - Teses. 4. Pontes - Teses. I. Carvalho, Hermes. II. Correia, José António Fonseca de Oliveira. III. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. IV. Título.

CDU: 624(043)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS



PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS



ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

Nº:

403 DA ALUNA LAURA ARAUJO NOGUEIRA

Às **10:30** horas do dia **10** do mês de **novembro** de **2023**, reuniu-se, em ambiente virtual, a Comissão Examinadora, a saber, indicada pelo Colegiado do Programa em **12 de setembro de 2023**, para julgar a defesa da Dissertação de Mestrado intitulada "**Avaliação Global-Local da Vida em Fadiga da Ponte de Eastingdon**", cuja aprovação é um dos requisitos para a obtenção do Grau de MESTRE EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS.

Abrindo a sessão, o Presidente da Comissão, **Prof. Dr. Hermes Carvalho**, após dar a conhecer aos presentes o teor das Normas Regulamentares do Programa, passou a palavra à candidata para apresentação de seu trabalho. Seguiu-se a arguição dos examinadores, com a respectiva defesa da candidata. Logo após, a Comissão se reuniu, sem a presença da candidata e do público, para julgamento e expedição do resultado final. Foram atribuídas as seguintes indicações:

Prof. Dr. Hermes Carvalho - DEES - UFMG (Orientador)

Prof. Dr. José Antônio Fonseca de Oliveira Correia - Universidade do Porto (Coorientador)

Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas - DEES - UFMG

Prof. Dr. Pedro Aires Moreira Montenegro Marques - Universidade do Porto

Pelas indicações acima, à candidata foi considerada APROVADA, conforme pareceres em anexo.

O resultado final foi comunicado publicamente à candidata pelo Presidente da Comissão.

Nada mais havendo a tratar, o Presidente encerrou a reunião e lavrou a presente ATA, que será assinada por todos os membros participantes da Comissão Examinadora.

Belo Horizonte, 10 de novembro de 2023.

Observações:

1. A aprovação da candidata na defesa da Dissertação de Mestrado não significa que a mesma tenha cumprido todos os requisitos necessários para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia de Estruturas;
2. Este documento não terá validade sem a assinatura do Coordenador do Programa de Pós-Graduação.

Documento assinado eletronicamente por **José Antônio Fonseca de Oliveira Correia, Usuário Externo**, em 10/11/2023, às 12:47, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Pedro Aires Moreira Montenegro**

Marques e Almeida, Usuário Externo, em 10/11/2023, às 12:53, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Hermes Carvalho, Professor do Magistério Superior**, em 10/11/2023, às 12:53, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Rodrigo Barreto Caldas, Professor do Magistério Superior**, em 10/11/2023, às 12:54, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Felício Bruzzi Barros, Coordenador(a) de curso de pós-graduação**, em 20/02/2024, às 10:13, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://sei.ufmg.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **2779474** e o código CRC **75F5FD77**.

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, a Deus e a Nossa Senhora Aparecida por me sustentarem nos momentos mais difíceis. Toda honra e glória seja dada a Deus!

Aos meus pais, Cida e Cicero, agradeço por estarem sempre comigo, acreditando e apoiando os meus sonhos, agradeço pelo amor incondicional, pela compreensão e pelo carinho, indispensáveis nessa caminhada. Agradeço aos meus irmãos e demais familiares pelos conselhos, pelo apoio e por serem profissionais inspiradores que me mostraram, desde nova, a trajetória a seguir.

Agradeço ao meu namorado Lucas pela extrema dedicação e amor, pelo companheirismo, por não medir esforços para me ajudar todas as vezes que precisei, por entender as infinitas ausências, por acreditar nos meus projetos e buscá-los junto comigo. Você, com certeza, tornou o caminho muito mais fácil. Serei eternamente grata.

Agradeço aos amigos que fiz durante o mestrado e que com certeza vou levar para a vida toda: Bernardo, Bianca, Carol e Jorge. Obrigada por dividirem essa batalha comigo. Vocês são sensacionais. Agradeço também a minha grande amiga Cris, dona de um coração extremamente bondoso e que, com seu enorme conhecimento e uma grande vontade de ajudar, tornou o meu trabalho possível. Muito obrigada!

Ao meu orientador, Hermes, sou extremamente grata por compartilhar os conhecimentos, proporcionando crescimento profissional e pessoal. Obrigada por entender as diversas adversidades surgidas no caminho e por ajudar a solucioná-las da melhor maneira possível. Ao meu coorientador, José Antônio Correia, agradeço por auxiliar o desenvolvimento dessa dissertação.

Agradeço também ao Marco Antônio pela colaboração e assistência durante o trabalho. Sua contribuição foi muito importante. Agradeço a todos os colegas, professores e funcionários do Departamento de Estruturas pela convivência, ajuda e dedicação e a todos que, direta ou indiretamente me ampararam durante o Mestrado. Obrigada.

Agradeço ao CNPq, CAPES e FAPEMIG pelo apoio para a realização da pesquisa.

RESUMO

Fadiga é uma das causas principais de falha em estruturas de aço, podendo ser entendida como um processo localizado e progressivo de acúmulo de dano, resultado de aplicações de carregamentos cíclicos. Uma grande quantidade de pontes antigas de aço existentes em todo o mundo motiva a investigação do desempenho à fadiga dessas estruturas. Em relação às pontes antigas e rebitadas, deve-se considerar ainda o fato da construção dessas estruturas estar associada a inúmeras incertezas, uma vez que foram projetadas para condições de tráfego e ambientais distintas das atuais. Nesse contexto, torna-se imprescindível o reforço das estruturas de aço, sendo o uso do FRP (polímeros reforçados com fibra) uma solução a ser analisada para o aumento da vida em fadiga. Além disso, tendo em vista que substituir a infraestrutura existente de forma integral torna-se inviável por questões econômicas, o desenvolvimento de técnicas de avaliação, inspeção, manutenção e recuperação dessas estruturas surge como um nicho de elevado interesse para a comunidade acadêmica e para as empresas que atuam no setor. Nesse sentido, abordagens locais são importantes ferramentas na avaliação da vida em fadiga, uma vez que consideram em detalhe a geometria e as não linearidades geométricas e de material, empregadas a partir de um modelo global da estrutura em estudo. Sendo assim, este trabalho tem como objetivo estudar, a partir de uma análise global-local, a vida em fadiga da ponte de Eastingdon, localizada no Reino Unido, com o uso dos softwares ABAQUS e ANSYS. O modelo global encontra-se parcialmente desenvolvido no estudo de Mohabeddine (2019), porém foi aperfeiçoado para permitir a posterior avaliação local das ligações críticas. As conexões críticas identificadas serão reforçadas com FRP (polímeros reforçados com fibra) e uma nova avaliação da resistência à fadiga será realizada para efeito de comparação. Essa dissertação compõe uma sequência de pesquisas desenvolvidas no âmbito do Projeto de Pesquisa Europeu “FiberBridge”, tendo como resultado final a elaboração de uma metodologia completa para o reforço de estruturas de pontes em aço com FRPs, contemplando desde a avaliação da vida a fadiga residual até a determinação do acréscimo da vida útil a partir da instalação do reforço.

Palavras-chave: pontes antigas em aço; reforço estrutural; análise global-local; *hot spot*; FRP.

ABSTRACT

Fatigue is one of the main causes of failure in steel structures, and can be understood as a localized and progressive process of damage accumulation, resulting from repetitive loading applications. A large number of old steel bridges existing around the world motivate the investigation of the fatigue performance of these structures. Regarding old and riveted bridges, one should also consider the fact that the construction of these structures is associated with numerous uncertainties, since they were designed for traffic and environmental conditions different from the current ones. In this context, the reinforcement of steel structures becomes essential, with the use of FRP (fiber-reinforced polymers) being a solution to be analyzed to increase fatigue life. Furthermore, in view of the fact that replacing the existing infrastructure in a comprehensive manner is not feasible for economic reasons, the development of techniques for assessing, inspecting, maintaining and recovering these structures emerges as a niche of high interest to the academic community and to the companies that operate in the sector. In this sense, local approaches are important tools in the evaluation of life in fatigue, since they consider in detail the geometry and geometric and material nonlinearities, used from a global model of the structure under study. Therefore, this work aims to study, from a global-local analysis, the fatigue life of the Eastingdon bridge, located in the United Kingdom, using the ANSYS and ABAQUS softwares. The global model is partially developed in the study by Mohabeddine (2019), but it has been refined to allow a later local assessment of critical links. The critical connections identified will be reinforced with FRP (fiber reinforced polymers) and a new assessment of fatigue strength will be performed for comparison purposes. This dissertation is part of a sequence of research carried out within the scope of the European Research Project “FiberBridge”, with the end result of the elaboration of a complete methodology for the reinforcement of steel bridge structures with FRPs, covering from the assessment of life to residual until determining the increase in useful life from the installation of the reinforcement.

Keywords: old steel bridges; structural reinforcement; global-local analysis; FRP.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Malha de elementos finitos de ligações com múltiplos rebites	23
Figura 2.2: Submodelagem baseada na interpolação de deslocamentos	24
Figura 2.3: Representação da Ponte do Trezói	25
Figura 2.4: Geometria da conexão rebitada	25
Figura 2.5: Tipos de juntas soldadas	26
Figura 2.6: Chanfros associados aos tipos de juntas	27
Figura 2.7: Soldagem por pressão	28
Figura 2.8: Soldagem por fusão	28
Figura 2.9: Seção transversal de uma solda de topo	28
Figura 2.10: Comparação entre métodos de análise de fadiga	30
Figura 2.11: Estrutura de ônibus intermunicipal	31
Figura 2.12: Detalhes investigados	31
Figura 2.13: Possibilidades para a modelagem da solda	32
Figura 2.14: Trincas por fadiga nos quatro detalhes avaliados	33
Figura 2.15: Detalhe de ligação estudado	33
Figura 2.16: Locais para obtenção das tensões na região da ligação	34
Figura 2.17: Danos obtidos para as diferentes velocidades considerando IIW (2008) EN 1993-1-9(2005)	34
Figura 2.18: Vistas da ponte	35
Figura 2.19: Malha do modelo numérico e refinamento da cantoneira	36
Figura 2.20: Aplicação de cargas e condições de contorno	37
Figura 2.21: Variação da força axial nos parafusos	38
Figura 2.22: Regiões de possíveis contatos para o modelo unitário com duas placas	38
Figura 2.23: Malha do modelo unitário	39
Figura 2.24: Curvas de alongamento de carga dos parafusos	39
Figura 2.25: Métodos de análise da vida à fadiga	41
Figura 2.26: Exemplo de curva S-N	42
Figura 2.27: Tensão ao longo do tempo aplicada em um corpo de prova	42
Figura 2.28: Curvas S-N para o aço segundo Eurocódigo	43
Figura 2.29: Curvas S-N para o aço segundo IIW	44
Figura 2.30: Bloco de tensões alternadas	45
Figura 2.31: Decomposição do estado de tensão	46

Figura 2.32: Concentração de tensões junto ao cordão de solda	46
Figura 2.33: Modelos de elementos finitos (a) shell sem soldas (b) sólido	47
Figura 2.34: Elementos recomendados para o cálculo da tensão de Hot Spot	47
Figura 2.35: Pontos de extrapolação para os diferentes tipos e diferentes malhas	48
Figura 2.36: Bloco de tensões alternadas	52
Figura 2.37: Exemplo de histórico de carregamento e Curva S-N	52
Figura 2.38: Ilustração de carregamento aleatório	53
Figura 2.39: 1º passo: numeração dos pontos de reversão	54
Figura 2.40: Regra do mínimo local	55
Figura 2.41: Regra do máximo local	56
Figura 2.42: Regra da mistura de águas	56
Figura 2.43: Viga sob (a) carregamento estática (b) carregamento dinâmico	59
Figura 2.44: Amortecimento: tipos e características	60
Figura 2.45: Sistema massa mola amortecido com um grau de liberdade	62
Figura 2.46: Forças dinâmicas	62
Figura 2.47: Amortecimento Rayleigh	66
Figura 2.48: (a) Modelo global de uma ponte metálica (b) Modelo local	67
Figura 2.49: Fluxograma para submodelagem	68
Figura 2.50: (a) Modelo global da ponte (b) vista geral do submodelo com malha	69
Figura 2.51: Ponte ferroviária (a) Modelo global-seção transversal (b) submodelo – Dimensões em milímetros	70
Figura 2.52: Modelo global e submodelo local	70
Figura 2.53: Modelos de elementos finitos da ponte em estudo	71
Figura 2.54: Histórico de deformação das juntas de piso viga-treliça	71
Figura 2.55: Comprimento da trinca versus número de ciclos de amostras reparadas e não reparadas	72
Figura 2.56: Número de ciclos para iniciação da trinca e falha de vigas reforçadas e não reforçadas	73
Figura 2.57: Resultados obtidos para as vigas reforçadas e não reforçadas e comparação com as curvas AASHTO	73
Figura 2.58: Configuração de CFRP de um e dois lados	74
Figura 2.59: Configuração de CFRP	74
Figura 2.60: Configurações de CFRP em chapas de aço com furos centrais e fissuras nas bordas	75
Figura 2.61: Furos no flange inferior da viga	75

Figura 2.62: Teste de fadiga em vigas de aço reforçadas com CFRP	76
Figura 2.63: Tipo 1: carregamento aplicado indiretamente ao FRP e à placa de aço	76
Figura 2.64: Tipo 2: carregamento aplicado diretamente à placa de aço, sem folga	77
Figura 2.65: Tipo 3: carregamento aplicado diretamente à placa de aço, com folga	77
Figura 2.66: Tipo 4: carregamento aplicado diretamente ao FRP	77
Figura 2.67: Modos de falha sistema aço-FRP	78
Figura 2.68: Funcionamento do FRP para reduzir tensão em aço sem trinca	79
Figura 2.69: Funcionamento do FRP para reduzir tensão em aço com trinca	79
Figura 2.70: Aplicação do FRP considerando reforço (a) simples e (b) duplo	80
Figura 2.71: Exemplos de detalhes estruturais e SDC	81
Figura 2.72: Razão de aumento da vida em fadiga x faixa de tensão	82
Figura 2.73: Efeito do tipo de adesivo na resistência	83
Figura 3.1: Ponte de Eastingdon	84
Figura 3.2: Vias férreas – vista superior do tabuleiro	85
Figura 3.3: Vista inferior do tabuleiro	85
Figura 3.4: Reforço estrutural nas longarinas laterais	86
Figura 3.5: Reforço estrutural na longarina central	86
Figura 3.6: Separação da chapa soldada da seção “T” invertido	87
Figura 3.7: Ponte Ferroviária do rio Tone	87
Figura 3.8: (a) Fenda de fadiga na Ponte do rio Tone (b) ilustração da fenda	88
Figura 3.9: Seção transversal na região dos apoios (dimensões em mm)	88
Figura 3.10: Seção transversal no meio do vão (dimensões em mm)	88
Figura 3.11: Fluxograma esquematizado da metodologia	90
Figura 3.12: Modelo Global da Ponte Eastingdon	91
Figura 3.13: Condições de contorno e malha do modelo global	91
Figura 3.14: Distribuição do carregamento do trem de passageiros	92
Figura 3.15: Distribuição do carregamento do trem de mercadorias	93
Figura 3.16: Aplicação do carregamento na ponte	94
Figura 3.17: (a) primeiro modo de vibração global – torção (b) segundo modo de vibração global – flexão vertical (c) terceiro modo de vibração global – torção	95
Figura 3.18: Influência do tempo de vibração livre	95
Figura 3.19: Discretização por passos de tempo	97
Figura 3.20: Posicionamento do detalhe no modelo global	98

Figura 3.21: Posicionamento do detalhe no modelo global – visão ampliada	98
Figura 3.22: Modelo local no Ansys (a) detalhe estudado (b) malha	99
Figura 3.23: Definição do tipo A e B pela norma (IIW, 2008) e no modelo local estudado ..	99
Figura 3.24: Malha na região do Hot Spot – Tipo A	100
Figura 3.25: Modelo local no Abaqus (a) geometria (b) malha – tipo A	101
Figura 3.26: Metodologia para obtenção dos deslocamentos na região de fronteira do modelo local	102
Figura 3.27: Dimensões do modelo local [m].....	102
Figura 3.28: Refinamento na região do Hot Spot- Tipo B	103
Figura 3.29: Dimensões do reforço [m].....	104
Figura 3.30: Deslocamentos interpolados inseridos como condição de contorno	105
Figura 4.1: Tensões nos pontos de extrapolação A1 e A2 (Comparação Abaqus e Ansys) – Trem de passageiros	106
Figura 4.2: Tensões nos pontos de extrapolação A3 e B1 (Comparação Abaqus e Ansys) – Trem de passageiros	107
Figura 4.3: Tensões nos pontos de extrapolação B2 e B3 (Comparação Abaqus e Ansys) – Trem de passageiros	107
Figura 4.4: Tensões nos pontos de extrapolação A1 e A2 (Comparação Abaqus e Ansys) – Trem de mercadorias (V=95 km/h)	107
Figura 4.5: Tensões nos pontos de extrapolação A3 e B1 (Comparação Abaqus e Ansys) – Trem de mercadorias (V=95 km/h)	107
Figura 4.6: Tensões nos pontos de extrapolação B2 e B3 (Comparação Abaqus e Ansys) – Trem de mercadorias (V=95 km/h)	108
Figura 4.7: Tensões nos pontos de extrapolação A1 e A2 (Comparação Abaqus e Ansys) – Trem de mercadorias (V=100 km/h)	108
Figura 4.8: Tensões nos pontos de extrapolação A3 e B1 (Comparação Abaqus e Ansys) – Trem de mercadorias (V=100 km/h)	108
Figura 4.9: Tensões nos pontos de extrapolação B2 e B3 (Comparação Abaqus e Ansys) – Trem de mercadorias (V=100 km/h)	109
Figura 4.10: Tensão principal [MPa] no substep 434 – Trem de passageiros – Tipo A	110
Figura 4.11: Tensão principal [MPa] no substep 363 – Trem de passageiros – Tipo B	110
Figura 4.12: Tensão principal de Hot Spot em função do tempo– TIPO A - Trem de passageiros	111
Figura 4.13: Tensão principal de Hot Spot em função do tempo– TIPO B - Trem de passageiros	111
Figura 4.14: Tensão principal de Hot Spot em função do tempo– TIPO A - Trem de mercadorias V=95 km/h	111

Figura 4.15: Tensão principal de Hot Spot em função do tempo– TIPO B - Trem de mercadorias V=95 km/h	112
Figura 4.16: Tensão principal de Hot Spot em função do tempo– TIPO A - Trem de mercadorias V=100 km/h	112
Figura 4.17: Tensão principal de Hot Spot em função do tempo– TIPO B - Trem de mercadorias V=100 km/h	113
Figura 4.18: Detalhes estruturais (FAT)	114
Figura 4.19: Distribuição de tensões principais no substep 434 – Trem de passageiros com FRP– Tipo A	116
Figura 4.20: Distribuição de tensões principais no substep 1112 – Trem de passageiros com FRP– Tipo B	117
Figura 4.21: Tensão principal de Hot Spot em função do tempo– TIPO A – Estrutura reforçada sujeita ao tráfego de trem de passageiros - V=95 km/h.....	118
Figura 4.22: Tensão principal de Hot Spot em função do tempo– TIPO B – Estrutura reforçada sujeita ao tráfego de trem de passageiros.....	118
Figura 4.23: Tensão principal de Hot Spot em função do tempo– TIPO A – Estrutura reforçada sujeita ao tráfego de trem de mercadorias - V=95 km/h	119
Figura 4.24: Tensão principal de Hot Spot em função do tempo– TIPO B – Estrutura reforçada sujeita ao tráfego de trem de mercadorias - V=95 km/h.....	119
Figura 4.25: Tensão principal de Hot Spot em função do tempo– TIPO A – Estrutura reforçada sujeita ao tráfego de trem de mercadorias - V=100 km/h.....	120
Figura 4.26: Tensão principal de Hot Spot em função do tempo– TIPO A – Estrutura reforçada sujeita ao tráfego de trem de mercadorias - V=100 km/h.....	120

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Dados da curva trilinear	40
Tabela 2.2: Exemplos de valores de FAT de acordo com os detalhes de construção	44
Tabela 2.3: Valores de FAT exemplificativos de acordo com os detalhes de construção para tensões de Hot Spot	49
Tabela 2.4: Valores do coeficiente de segurança parcial	50
Tabela 2.5: Coeficientes de segurança parcial	50
Tabela 2.6: Exemplos: razões de amortecimento viscoso	61
Tabela 3.1: Parâmetros utilizados no carregamento por cargas móveis	93
Tabela 3.2: Frequências naturais do modelo global	94
Tabela 4.1: Danos calculados a partir das tensões no modelo local – tipo A	114
Tabela 4.2: Danos calculados a partir das tensões no modelo local – tipo B.....	115
Tabela 4.3: Dano anual calculado a partir das tensões do modelo local – tipo A	115
Tabela 4.4: Dano anual calculado a partir das tensões do modelo local – tipo B.....	115
Tabela 4.5: Tensão máxima principal da estrutura com reforço e sem reforço.....	117
Tabela 4.6: Dano obtido na estrutura reforçada para cada passagem de trem – tipo A	121
Tabela 4.7: Dano obtido na estrutura reforçada para cada passagem de trem – tipo B.....	121
Tabela 4.8: Dano anual e vida útil na estrutura reforçada para casa passagem de trem– tipo A	121
Tabela 4.9: Dano anual e vida útil na estrutura reforçada para casa passagem de trem– tipo B	122

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas

a	Metade do tamanho da trinca
N_f	Número de ciclos até a ocorrência da falha
c	Coefficiente de amortecimento viscoso
c_{crit}	Coefficiente de amortecimento crítico
$[c]$	Matriz de amortecimento
D	Dano em fadiga
$f(t)$	Forças externas representativas da ação dinâmica em função do tempo
$f_a(t)$	Forças de amortecimento em função do tempo
$f_{el}(t)$	Forças restitutivas elásticas em função do tempo
$f_{in}(t)$	Forças de inércia em função do tempo
$f_{máx}$	Frequência máxima de vibração
$f(t)$	Vetor de forças
FAT_{cor}	Categoria de detalhe corrigida
$[k]$	Matriz de rigidez
L	Comprimento do vão
$[m]$	Matriz de massa
n	Número de ciclos
n	Número de modos de vibração
n_i	Número de ciclos relativo à variação de tensão i
N	Número de ciclos até a ruptura
N_i	Número de ciclos até a ruptura considerando a variação de tensão i
t	Espessura
S	Histórico de tensões
S_a	Tensão alternada
Δt	Passo de tempo para a análise de superposição modal
$u(t)$	Vetor de deslocamento
$\dot{u}(t)$	Vetor de velocidade
$\ddot{u}(t)$	Vetor de aceleração
$v_{máx}$	Velocidade máxima do trem
y_i	Coordenada modal para o modo i

Letras Gregas

γ_m	Coefficiente de segurança parcial
ξ	Razão de amortecimento
σ	Tensão
σ_b	Momento
σ_n	Tensão nominal
σ_{nlp}	Pico de tensão não linear
σ_{hs}	Tensão de <i>Hot Spot</i>
σ_m	Esforço axial
$\Delta\sigma$	Variação de Tensão
$\Delta\sigma_c$	Variação de tensão correspondente à categoria de detalhe
$\Delta\sigma_D$	Limite de fadiga à amplitude constante
$\Delta\sigma_L$	Limite <i>cut-off</i>
$\Delta\sigma_R$	Variação de tensão avaliada
φ_i	Forma da deformada
φ	Autovetor do movimento vibratório harmônico
ω	Frequência natural

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ASTM	American Society for Testing and Materials
BS	<i>BRITISH STANDARD</i>
CFRP	<i>Polímero reforçado com fibra de carbono</i>
ERRI	<i>European Rail Research Institute</i>
FAT	Categoria de detalhe em Fadiga
FEUP	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
FRP	Polímeros Reforçados com Fibra
IIW	<i>International Institute of Welding</i>
LSE	<i>Extrapolação Linear Superficial</i>
MB	<i>Metal de base</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos
TTWT	<i>Tensão Distribuída ao longo da espessura</i>
VMISS	<i>Tensão estrutural a distância</i>
ZF	<i>Zona Fundida</i>
ZTA	<i>Zona Termicamente Afetada</i>

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	18
1.1	Objetivo	19
1.2	Justificativa	20
1.3	Organização do trabalho	21
2	REVISÃO DA LITERATURA	22
2.1	Fadiga em Conexões Rebitadas	23
2.2	Fadiga em Conexões Soldadas	26
2.3	Fadiga em Conexões Parafusadas	35
2.4	Análise de Vida em Fadiga	40
2.4.1	Tensão Nominal	41
2.4.2	Tensão de <i>Hot Spot</i>	45
2.5	Regra de Palmgren-Miner	51
2.6	Método Rainflow: Contagem de ciclos	53
2.7	Análise Modal	57
2.8	Análise Dinâmica	58
2.8.1	Método da superposição modal	63
2.8.2	Método da integração direta	63
2.8.2.1	Método de Newmark	64
2.8.2.2	Amortecimento de Rayleigh	66
2.8.3	Carregamento por cargas móveis	66
2.9	Metodologia Global-Local	67
2.9.1	Aspectos gerais	67
2.10	Reforço em Estruturas de Aço	72
3	METODOLOGIA	84
3.1	Descrição da Ponte de Eastingdon	84
3.2	Detalhamento da metodologia	89
3.2.1	Modelo Global	91
3.2.2	Carregamento por cargas móveis	92
3.2.3	Análise Modal	94
3.2.4	Análise Dinâmica	96
3.2.5	Modelagem global-local do detalhe em interesse	96
3.2.6	Obtenção dos deslocamentos na fronteira do modelo local	100
3.2.7	Modelo Local	102
3.2.7.1	Sem reforço	102
3.2.7.2	Com reforço	103

3.2.8	Análise estática para cada passo de tempo.....	104
3.2.9	Obtenção da tensão principal.....	105
4	RESULTADOS.....	106
4.1	Comparação dos resultados obtidos com o modelo local e global.....	106
4.2	Cálculo do Dano e Vida Útil.....	109
4.2.1	Distribuição de tensões.....	109
4.2.2	Cálculo da tensão principal de <i>Hot Spot</i>	110
4.2.3	Contagem de ciclos usando o método Rainflow.....	113
4.2.4	Categoria de detalhe (FAT).....	113
4.2.5	Dano Linear Acumulado e Vida em fadiga.....	114
4.3	Resultados com o reforço da região crítica em FRP.....	116
4.3.1	Distribuição de tensões do modelo local considerando o reforço em FRP.....	116
4.3.2	Tensão principal de <i>Hot Spot</i> – Estrutura reforçada.....	117
4.3.3	Dano Linear Acumulado e Vida em fadiga – Estrutura reforçada.....	120
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	123
5.1	Conclusões.....	123
5.2	Sugestões para trabalhos futuros.....	124
6	REFERÊNCIAS.....	125

1 INTRODUÇÃO

Em pontes ferroviárias, é frequente a ocorrência de falhas por fadiga, já que essas estruturas estão submetidas, de forma constante, a carregamentos variáveis, ocasionados pela passagem de trens e carregamentos permanentes (Viana,2019). Além disso, é grande a quantidade de pontes de aço antigas existentes em todo o mundo e que ainda estão em serviço. Esses dois fatores tornam notória a necessidade de avaliar o desempenho a fadiga das estruturas e evidenciam, ainda mais, a necessidade de desenvolver metodologias de avaliação das pontes existentes.

A ocorrência de falhas em estruturas de aço está relacionada, principalmente, ao fenômeno de fratura por fadiga, tornando-se necessário, portanto, o reforço de estruturas para aumento da resistência à fadiga. Esse termo pode ser definido, de acordo com a norma americana ASTM 2012, como a “mudança estrutural, localizada e progressiva, que ocorre num material sujeito a certas condições que provocam deformações e tensões dinâmicas até um ponto ou pontos que culminam em fendas ou fraturas completas após um determinado número de variações de carga”.

O processo de fadiga é geralmente dividido em dois períodos: um de iniciação e outro de propagação de fendas. A primeira fase está relacionada ao surgimento de fendas extremamente pequenas, sendo influenciada principalmente pelas condições da superfície do material, tal como a rugosidade superficial. Neste período, ocorre uma deformação plástica cíclica em apenas uma área restrita e pequena. Já o período de propagação coincide com o crescimento de fendas e proporciona mudanças significativas na vida da estrutura. As características da superfície, nesta fase, não afetam o desenvolvimento da fenda, porém as propriedades relacionadas à granulometria adquirem um papel extremamente importante. (Pereira, 2006).

A abordagem mais usual de fadiga em pontes de aço é o método das curvas S-N, o qual relaciona as tensões nominais, $\Delta\sigma_n$, ao número de ciclos, N_f , necessários a ocorrência da falha no membro estrutural (Teixeira, 2015). As tensões nominais empregadas nas curvas S-N podem ser obtidas utilizando as teorias fundamentais da mecânica estrutural aplicadas nas seções transversais críticas, desconsiderando as concentrações de tensões que podem ocorrer nas proximidades do entalhe (Martinsson, 2005). Esse método, contudo, fica limitado a geometrias ensaiadas previamente e catalogadas nas normas. Dessa maneira, estão presentes na literatura outras

abordagens para avaliação da vida em fadiga. Dentre elas, pode-se citar a de tensão estrutural ou tensão geométrica, também conhecida como “*Hot Spot Stress*”.

A quantidade de conexões de elementos de aço que utilizam a rebiteagem como processo tecnológico é grande, uma vez que essa era a principal técnica empregada antes da invenção dos parafusos e soldagem. Diversas pontes de aço rebiteadas, principalmente construídas no final do século XIX e na primeira metade do século XX, apresentam altos níveis de danos a fadiga. Embora grande parte dessas pontes já tenham atingido ou superado a vida útil de projeto, elas ainda estão em operação e espera-se que assim permaneçam no futuro (Liu *et al.*, 2018). Em relação as ligações rebiteadas ou com parafusos, os danos relacionados à fadiga podem ser explicados pelas grandes concentrações de tensões, mudanças bruscas de geometria e presença de furos e entalhes. A soldagem, por sua vez, fragiliza o material à fadiga, uma vez que as descontinuidades geométricas do cordão de solda fazem surgir, nessa região, concentradores de tensão (Branco, 1987 apud Silva, 2010).

Dessa maneira, torna-se necessária uma análise eficiente do estágio atual de danos nessas estruturas para que seja possível estimar a vida útil restante e, conseqüentemente, estudar possíveis reforços nas ligações dessas pontes. Em relação aos reforços, uma ótima alternativa para aumento da vida em fadiga, com aplicação crescente, são os polímeros reforçados com fibra (FRP). Segundo Juvandes (2011), essa técnica, muitas vezes, revela-se a mais adequada para suportar ambientes de grande agressividade, apresentando inúmeras vantagens, tais como durabilidade, facilidade, simplicidade de aplicação e excelente desempenho mecânico.

Além disso, Zafari *et al.* (2016) complementa afirmando que o FRP está se popularizando na construção de novas pontes e passarelas. Segundo os autores, massa reduzida, resistência química e à corrosão, transparência eletromagnética e menor impacto ecológico estão entre as vantagens encontradas nas estruturas de FRP. Porém, a falta de familiaridade entre os engenheiros e demais profissionais é um fator que impede o uso mais amplo desse material.

1.1 Objetivo

Esta dissertação tem por objetivo determinar a vida em fadiga das ligações críticas da Ponte de Eastingdon, localizada no Reino Unido. A vida em fadiga será avaliada na estrutura original e, posteriormente, comparada com as chapas da estrutura reforçada com FRP. Dessa forma, esse trabalho foca na avaliação e no reforço de chapas de aço que apresentam entalhes, o que torna a região mais suscetível a fadiga.

1.2 Justificativa

A grande quantidade de pontes de aço antigas existentes em todo o mundo e que ainda estão em serviço enfatiza a necessidade de aprofundar na análise do desempenho à fadiga dessas estruturas. (Chaminda *et al.*, 2007). Além da necessidade de desenvolver metodologias de avaliação das pontes existentes, o interesse em técnicas de manutenção e reparação tem crescido na comunidade acadêmica. Somando-se a isso, têm-se ainda outros aspectos que exigem uma reavaliação das pontes atuais em relação a vida útil remanescente, tais como: as alterações no tráfego, o aumento nas cargas/eixo de veículos e as condições ambientais que provocam a degradação das estruturas (Teixeira, 2015).

A fadiga pode se desenvolver nos meios de ligação (parafusos ou rebites) e também nas chapas que compõem a ligação. Em ligações críticas, os elementos de ligação, sejam eles parafusos ou rebites, normalmente, apresentam tensões cíclicas elevadas, propiciando a falha por fadiga. Nos primeiros, a concentração de tensões de tração é favorecida pela mudança na seção da cabeça para o fuste e pela presença da rosca. (Rêgo, 2013). Nos rebites, o problema é agravado em virtude da grande quantidade de pontes metálicas rebitadas, principalmente construídas no final do século XIX e na primeira metade do século XX, que, embora já tenham atingido ou superado a vida útil de projeto, ainda estão em operação e espera-se que assim permaneçam no futuro. (Liu *et al.*, 2018).

Baker e Kulak (1982) ressaltam que uma parte significativa das pontes antigas foi projetada utilizando conexões rebitadas que, com os anos, têm sido substituídas por ligações soldadas e parafusos de alta resistência. Dessa maneira, os detalhes rebitados não foram avaliados com as técnicas modernas com relação à fadiga. Teixeira (2015) reforça que os procedimentos mais usuais na avaliação de fadiga de membros rebitados não sofreram adaptações consideráveis ao longo dos anos. Esse autor ainda explica que a fadiga em pontes rebitadas é um problema que se manifesta em diversas escalas e tem natureza multidisciplinar, sendo importante conhecer o comportamento a nível global da estrutura assim como os fatores que influenciam o processo de degradação por meio de abordagens locais.

Costa (2016) corrobora com a ideia apresentada ao acrescentar que a construção dessas pontes está associada a um grande número de incertezas relacionadas, por exemplo, aos carregamentos considerados e aos métodos de ligação. Construir novas estruturas resultaria em um custo extremamente alto, motivo que também justifica a preocupação com a avaliação da vida residual das estruturas de aço rebitadas e com sua posterior manutenção. Segundo Vitorio (2018), o reforço de ligações rebitadas, que tem a sua eficiência reduzida pela perda da força

de protensão, erros construtivos, esmagamento e cisalhamento do fuste dos rebites, é normalmente realizado com a substituição por parafusos ou soldas que possuam resistências compatíveis aos esforços no local. Nesse contexto de reforço de ligações rebitadas, tem-se o FRP, altamente utilizado para reparar e reformar componentes estruturais de concreto armado. Contudo, segundo Mohabeddine (2019), em estruturas de aço, a aplicação desse reforço é uma área pouco explorada, contando apenas com poucos estudos e dados experimentais e numéricos insuficientes.

Diante do cenário evidenciado acima, o estudo detalhado da vida em fadiga em chapas bem como dos possíveis reforços de conexões em pontes é fundamental, não somente por se tratar de um problema grave de infraestrutura e segurança, mas também por ser indispensável para o desenvolvimento de procedimentos avançados que resultem em avaliações precisas do estado real de dano das estruturas. Além disso, com esse estudo é possível estabelecer planos de ações e reabilitações eficientes e com um menor custo.

1.3 Organização do trabalho

Este documento é organizado em cinco capítulos. O Cap.1 apresenta uma introdução, bem como os objetivos e justificativa para o trabalho desenvolvido. No Cap. 2, é apresentada uma revisão da literatura detalhando aspectos elementares do processo de fadiga e diversas abordagens relacionadas à fadiga em conexões rebitadas, soldadas e parafusadas. Além disso, são explicados conceitos associados ao processo de análise da vida útil como o método Rainflow e a regra de Palmgren-Miner.

No Cap. 3 descreve-se a metodologia para a realização do trabalho por meio de um fluxograma detalhado. Nesse capítulo, é apresentada a ponte em estudo, os modelos global e local utilizados, os carregamentos empregados e as análises realizadas, entre outros aspectos.

No Cap. 4 apresentam-se os resultados para a comparação realizada entre os softwares Ansys e Abaqus, para o cálculo do dano e da vida útil e para a introdução do reforço em FRP.

O Cap. 5 detalha as conclusões obtidas com o desenvolvimento do estudo assim como as sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO DA LITERATURA

Segundo Nussbaumer *et al.* (2011), a vida de fadiga de um componente pode ser entendida como a quantidade de ciclos suportados antes da falha, sendo influenciada por diversos aspectos, tais como a variação de tensão, os detalhes geométricos da estrutura e o ambiente. Nesse sentido, Cremona *et al.* (2007) complementam que o aumento das solicitações em serviço e as severas condições ambientais resultam, muitas vezes, na corrosão do material, tornando as conexões das pontes ainda mais propensas ao surgimento de trincas por fadiga. Além disso, Castro e Meggiolaro (2009) explicam que fadiga é um problema local, extremamente relacionado aos detalhes da geometria, ao material e a carga atuante no ponto mais solicitado do elemento, sendo capaz de gerar falhas localizadas e progressivas.

Consoante Rêgo (2013), o processo de fadiga pode ser dividido em três etapas:

- Primeira etapa: trincas aparecem em zonas de alta concentração de tensão ou regiões de baixa resistência local como defeitos de superfície, não sendo perceptível a olho nu;
- Segunda etapa: as trincas criam uma zona plástica de tração em sua extremidade, sendo que, a partir desse ponto, crescem na direção perpendicular à da carga aplicada;
- Terceira etapa: o limite de tenacidade à fratura ou ao valor crítico do comprimento da trinca é atingido de modo que a seção transversal do componente não suporta a carga aplicada.

Em relação a previsão da vida à fadiga, Castro e Meggiolaro (2009) explicam que essa exige informações relacionadas a seis diferentes temas, sendo eles:

- Geometria;
- Carregamento;
- Propriedades mecânicas;
- Análise de tensões;
- Análise de trincas;
- Análise de dano.

Silva (2010) explica que o ponto de tensão máxima, conhecido como *Hot Spot*, durante a aplicação de carregamento cíclico, é o local mais provável para iniciação de trincas. Além disso, Ellwanger (2009) explica que o surgimento de trincas por fadiga geralmente é verificado na superfície do corpo, uma vez que nessa região tem-se uma concentração máxima de tensões.

2.1 Fadiga em Conexões Rebitadas

Rodrigues (2013) elucida que pontes de aço rebitadas estão propensas a apresentarem danos acumulados significativos, agravados pelo aumento de cargas e frequências de tráfego ao longo dos anos. Além disso, o autor esclarece que, nessas pontes, os arredores das ligações rebitadas promovem concentrações de tensões, principalmente na vizinhança dos furos. As fendas de fadiga iniciam-se, portanto, nessas regiões e propagam-se pelos elementos estruturais, podendo levar à ruptura.

Sendo assim, com o objetivo de prever a vida à fadiga de ligações rebitadas, Rodrigues (2013) desenvolveu modelos em elementos finitos paramétricos para avaliar a localização crítica das conexões rebitadas e para determinar os históricos de tensões e deformações elastoplásticas nesses pontos críticos. Essa modelagem foi realizada com múltiplos rebites e elementos sólidos, conforme Figura 2.1. Ademais, a análise levou em consideração o efeito da protensão nos rebites e o atrito. O autor utilizou os métodos locais para a previsão de resistência à fadiga. Essas abordagens são baseadas em parâmetros determinados diretamente a partir das tensões e deformações locais, sendo a primeira utilizada na previsão da resistência à fadiga de detalhes estruturais e a segunda relacionada ao processo de iniciação de fendas de fadiga.



Figura 2.1: Malha de elementos finitos de ligações com múltiplos rebites.

(Rodrigues, 2013)

Como conclusão, o autor percebeu que nas ligações com múltiplos rebites, os mais solicitados encontram-se localizados próximos às bordas das placas. Além disso, ressalta-se que para o estudo de estruturas rebitadas reais, é necessário usar técnicas de transferência de condições de fronteira a partir de um modelo de elementos finitos global para o modelo local da ligação rebitada.

Teixeira (2015) utilizou, em seu estudo, a metodologia de análise global-local para avaliar detalhes rebitados de uma ponte ferroviária situada na região Sudeste do Brasil, integrante da Estrada de Ferro Vitória-Minas. Com a análise global, o autor identificou as regiões críticas

mais susceptíveis à fadiga e realizou previsões de dano à fadiga utilizando métodos tradicionais de avaliação, como a curva S-N. A análise local foi realizada por meio de técnicas de submodelagem e investigou a fase de iniciação de fadiga em ligações críticas, utilizando os métodos baseados em deformações e tensões. A submodelagem pode ser baseada tanto na interpolação de deslocamentos quanto de forças. Para o primeiro caso, tem-se a representação da técnica na Figura 2.2.

Segundo Knight e Ransom (1991), a utilização de técnicas de submodelagem no desenvolvimento de uma análise global-local está extremamente associada à capacidade de determinação do comportamento global. Nele, os detalhes de interesse precisam estar, no mínimo, representados de maneira simplificada. O estudo local, que contém partes extremamente refinadas, é realizado a partir de um único modelo em elementos finitos que representa um sistema estrutural complexo em sua totalidade, implicando em custo computacional mais elevado em virtude do elevado número de graus de liberdade (Lanhao e Tongchun, 2008). Sendo assim, a técnica de submodelagem permite a solução desse problema, na medida em que permite que o submodelo seja analisado independentemente, se restringindo a pequenas porções do modelo global.

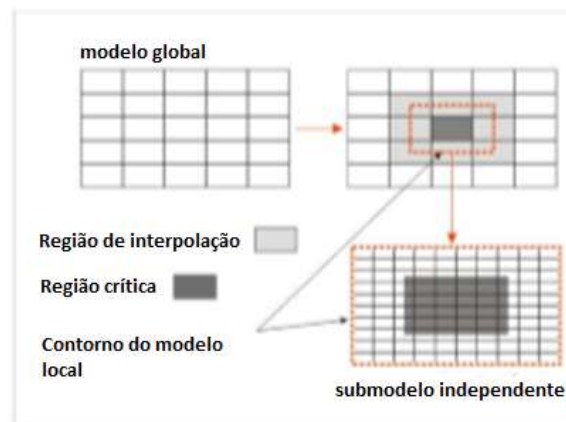


Figura 2.2: Submodelagem baseada na interpolação de deslocamentos.

(Adaptado de Knight e Ransom, 1991)

Costa (2016) realizou um estudo com a finalidade de simular o comportamento à fadiga de uma ligação rebitada viga-pilar da ponte do Trezói, utilizando o código ANSYS e apresentando as previsões da iniciação da fenda para comparação com resultados experimentais disponíveis. Essa estrutura, localizada entre Portugal e Espanha, é formada por três vãos, com as seguintes medidas: 39m, 48m e 39m, totalizando 126m, conforme Figura 2.3.

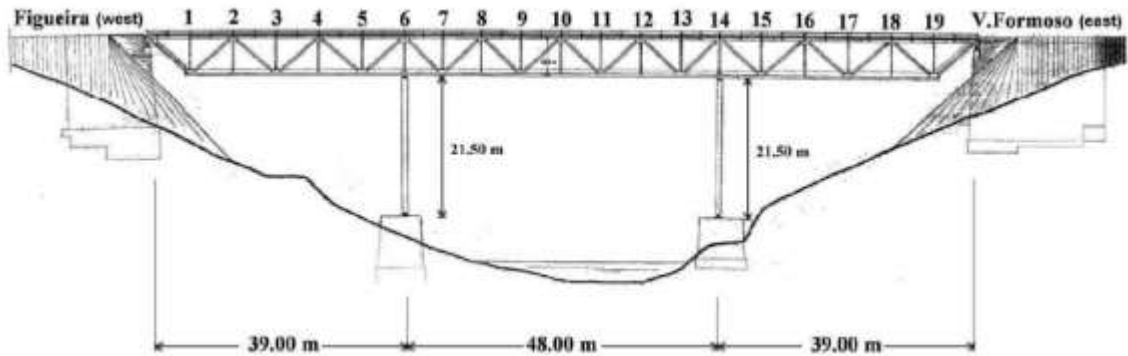


Figura 2.3: Representação da Ponte do Trezói.

(Costa, 2016)

Como conclusão, o autor percebeu diferenças significativas de comportamento entre os dados experimentais e as curvas numéricas. Essas apresentaram preponderância da fase de iniciação de fendas enquanto aqueles mostraram desenvolvimento semelhante a uma curva característica de propagação.

Correia *et.al* (2011) testaram uma conexão de cisalhamento simples rebitada em relação à fadiga. Os autores simularam a carga de transferência entre o rebite e as placas utilizando elementos de contato e abordaram as distribuições de tensões em torno do furo do rebite a partir de um modelo de elemento finito sólido. Além disso, realizaram uma previsão global de fadiga e uma comparação com dados experimentais. A geometria da conexão está mostrada na Figura 2.4.

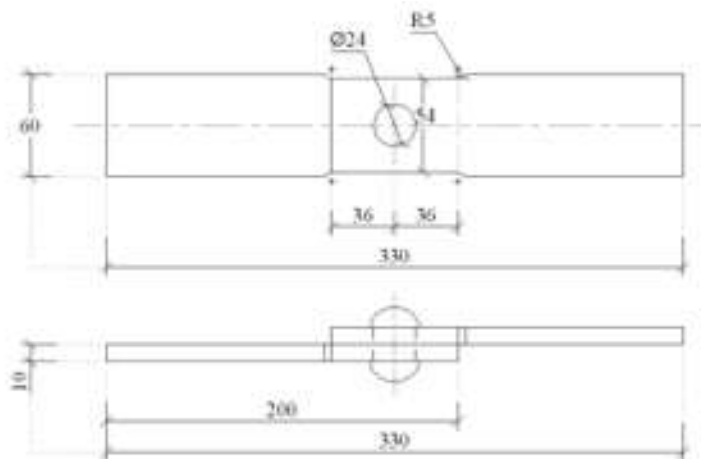


Figura 2.4: Geometria da conexão rebitada.

(Correia *et.al*, 2011)

Os autores concluíram que o modelo de elementos finitos utilizando a tecnologia de contato evidenciou, de forma conveniente, os efeitos locais no rebite. Além disso, foi possível prever,

considerando apenas a fase de iniciação da trinca, uma curva S-N global que possui inclinação semelhante àquela obtida com dados experimentais.

2.2 Fadiga em Conexões Soldadas

Vidotte (2014) explica que os tipos de junta soldada a serem utilizados, ilustrados na Figura 2.5, devem ser especificados em projeto e que o carregamento em uma estrutura é transmitido entre as partes por meio da solda. Em estruturas soldadas podem surgir defeitos produzidos tanto durante a execução da soldagem quanto iniciados por fadiga ou corrosão. Além disso, o comportamento à fadiga desse tipo de ligação pode ser afetado por parâmetros como o meio ambiente, a geometria da junta, os defeitos de soldagem, o material de soldagem e a distribuição das tensões aplicadas (Lage, 2008). Nesse contexto, Branco (1999) apud Fonseca *et al.* (2019) reforça que o processo de fadiga é influenciado principalmente pela presença de concentrações locais e pelo meio ambiente.

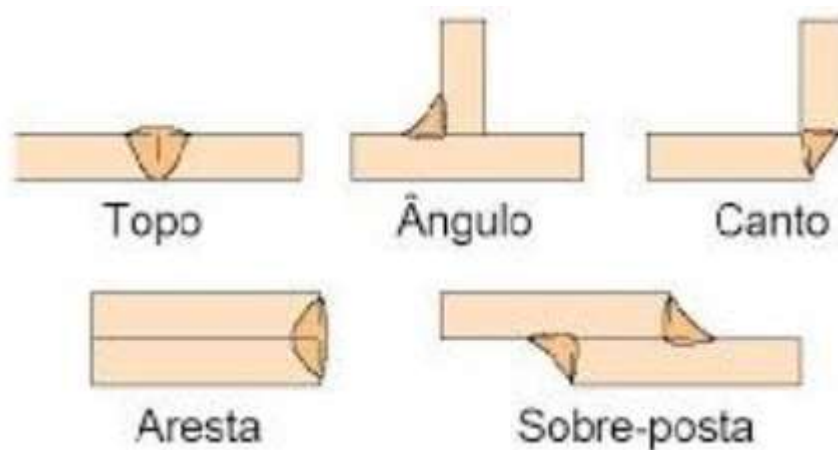


Figura 2.5: Tipos de juntas soldadas.

(Vidotte,2014)

Marques *et al.* (2009) explicam que a posição das peças é o fator determinante nos vários tipos de junta. Porém, na grande maioria dos casos, devido às dimensões das peças e aos objetivos do projeto, é necessária uma preparação das peças para soldagem. Isso pode ser feito por meio de cortes ou de conformação especial da junta, que delimitam o espaço para receber a solda e são chamados de chanfro. Na Figura 2.6 está apresentada a aplicação dos diferentes tipos de chanfros associados aos tipos de juntas.

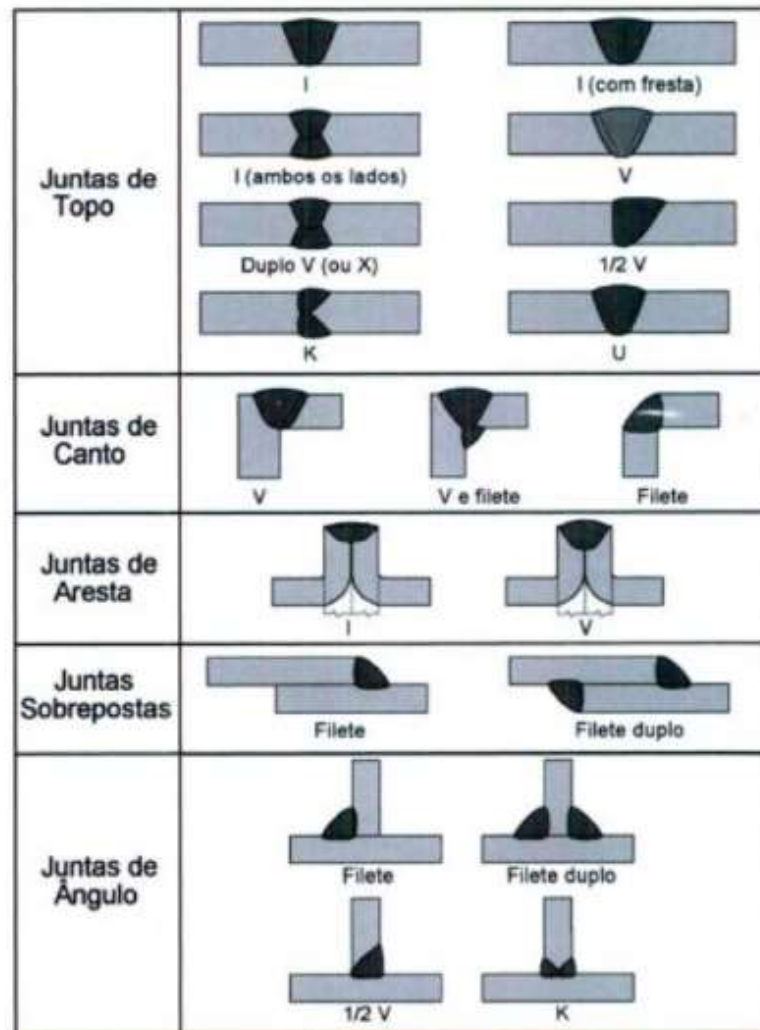


Figura 2.6: Chanfros associados aos tipos de junta.

(Marques et. al., 2009)

Rohsig *et al.* (2019) define o processo de soldagem como a união entre duas partes metálicas utilizando-se uma fonte de calor com a aplicação ou não de pressão. Wainer (1992) apud Rohsig *et al.* (2019) cita os requisitos que devem ser atendidos por todo processo de soldagem:

- Gerar energia suficiente para unir os materiais;
- Remover contaminações das superfícies;
- Evitar contaminação pelo ar atmosférico durante o procedimento;
- Assegurar controle das mudanças de fases, de modo que as propriedades desejadas sejam obtidas pela solda.

Esse processo pode ser dividido em dois grandes grupos: soldagem por pressão e soldagem por fusão. No primeiro, é realizada uma deformação nas superfícies de contato, que pode ser feita pressionando as peças, o que permite a aproximação dos átomos, conforme representado na Figura 2.7. No segundo, tem-se uma aplicação de calor na região da junta até a fusão do metal

de base e caso utilizado, do metal de adição. Com essa fusão, a superfície entre as peças é eliminada e a solidificação do metal fundido forma a solda, como ilustrado na Figura 2.8.

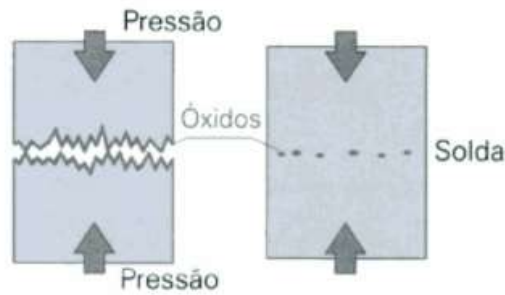


Figura 2.7: Soldagem por pressão.

(Marques *et al.*, 2009)

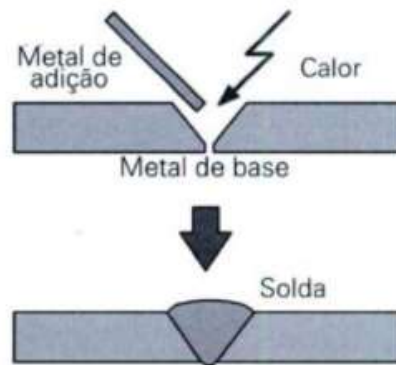


Figura 2.8: Soldagem por fusão.

(Marques *et al.*, 2009)

A seção transversal de uma solda de topo é mostrada na Figura 2.9. Tem-se na raiz da solda (parte inferior) uma peça denominada mata-junta cuja finalidade é realizar a contenção do metal fundido durante o processo. Esse componente pode ou não ser retirado com a finalização da execução. A Zona Fundida é composta pelo metal da solda, que corresponde a soma entre a parte fundida do metal de base e o metal de adição. A Zona Termicamente Afetada corresponde a uma área cujas propriedades são alteradas pelo calor de soldagem.

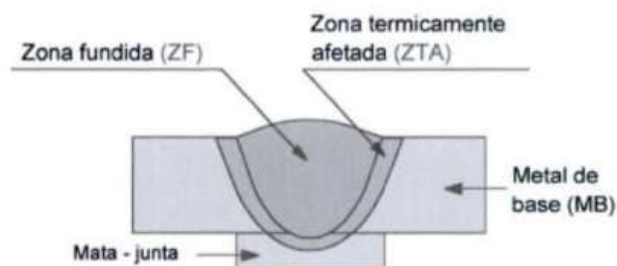


Figura 2.9: Seção transversal de uma solda de topo.

(Marques *et.al*, 2009)

A adoção de soldagem foi uma das importantes inovações do século XX, porém demorou algumas décadas para substituir o tradicional método de construção de pontes baseado em rebites. A partir de 1926, essa técnica começou a ser aplicada no reforço de antigas pontes em aço, com o objetivo de mantê-las em serviço. Durante a Segunda Guerra Mundial, soldados foram treinados para reparar pontes, navios, aeronaves e outras estruturas (Alencar *et al.*, 2019).

Fauconnier, 1936 apud Alencar *et al.*, 2019 retrata um caso de sucesso realizado na Ponte Ferroviária de Austerlitz, localizada na França. Essa estrutura foi projetada, em 1906, para a passagem de trens leves de 121 toneladas. Trinta anos após a sua construção, era solicitada pela passagem de trens ligeiros de 420t, o que tornou necessária a realização do reforço de sua estrutura, feito por meio de soldagem, sem a interrupção do tráfego na ferrovia.

As vantagens da solda, em relação ao rebite, são retratadas por Alencar *et al.*, 2019, destacando-se as seguintes:

- Possibilidade de construções mais leves, já que reforços e componentes de conexão não são empregados;
- Alta eficiência;
- Facilidade de realização de modificações e acréscimos;
- Consumo de menor tempo;
- Melhor acabamento estético das juntas;
- Facilidade de adaptação a diversas formas e geometrias;
- Demanda de menor força de trabalho.

O autor cita também algumas desvantagens na utilização dessa técnica, sendo algumas delas:

- Inspeção e manutenção demanda maior tempo;
- Preparação das juntas e requisição de grande quantidade de equipamentos.

Além disso, de uma maneira geral, os detalhes soldados estão mais susceptíveis ao aparecimento de trincas por fadiga, quando comparado aos detalhes parafusados ou rebitados. Isso pode ser justificado devido a defeitos de solda, presença de descontinuidades, concentrações de tensões relacionadas à geometria da solda e microfissuras favorecidas pelo processo de soldagem.

Lira Junior (2006) apud Fonseca *et al.* (2019) explica que as falhas relacionadas a fadiga em regiões soldadas são mais comuns do que aquelas ocorridas nas bases metálicas no geral. Devido a isso, desenvolveram-se métodos específicos para analisar ligações soldadas. Entre

eles, podem-se citar quatro: Tensão Nominal, Tensão Estrutural (ou *Hot Spot Stress*), Tensão de Entalhe e Mecânica da Fratura.

A complexidade para obtenção dos resultados em cada um dos métodos em função do esforço empregado está relacionada a precisão da análise de fadiga conforme ilustrado na Figura 2.10 (Malikoutsakis e Savaidis, 2009 apud Fonseca *et al.* 2019). Segundo Lara (2016), a diferença entre essas abordagens consiste, basicamente, no ponto da estrutura objeto de avaliação, no nível de tensões envolvidas e na complexidade da geometria do detalhe.

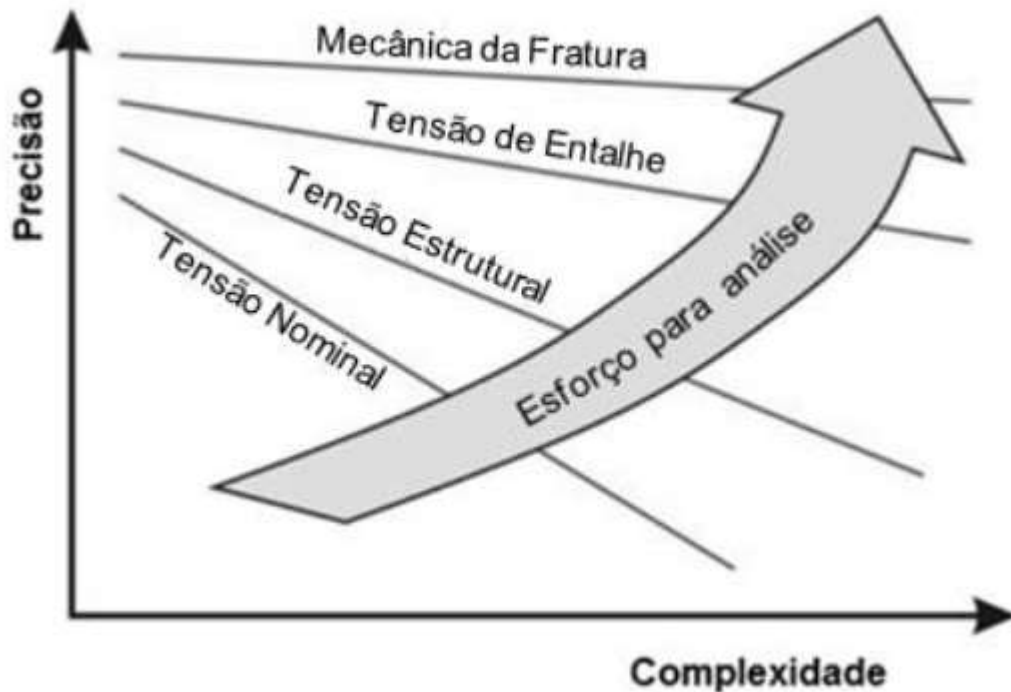


Figura 2.10: Comparação entre métodos de análise de fadiga.

(Malikoutsakis e Savaidis, 2009 apud Fonseca *et al.*, 2019)

Savaidis *et al.* (2000) utilizaram a abordagem de *Hot Spot Stress* para testar numericamente e experimentalmente, sob carregamento cíclico de amplitude constante, várias juntas soldadas para a estrutura de piso de ônibus urbanos e intermunicipais feitos de aço estrutural. A estrutura de piso investigada pelos autores está retratada na Figura 2.11. Os membros que compõem essa estrutura são unidos por meio de placas soldadas.

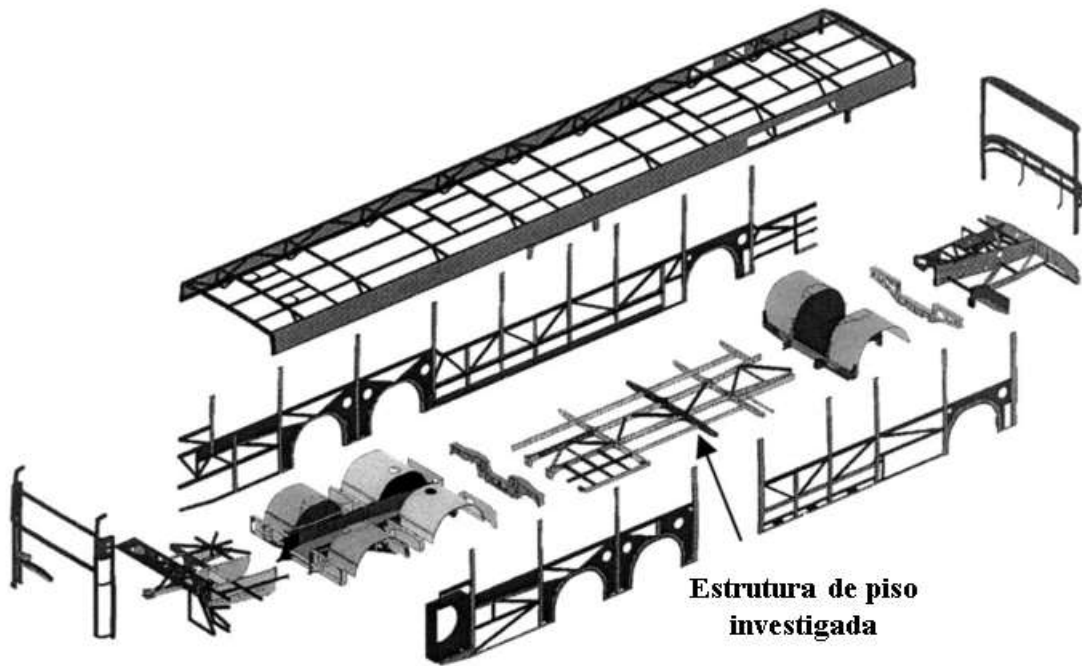


Figura 2.11: Estrutura de ônibus intermunicipal.

(Adaptado de Savaidis *et al*, 2000)

Para o projeto da estrutura do piso dos ônibus, uma série de possíveis detalhes de construção, apresentados na Figura 2.12, foi discutida pelos autores. As conexões entre membros transversais, longitudinais e diagonais foi realizada por meio de soldas de topo e de filete. Para a modelagem da solda, o autor apresenta meios identificados na literatura por Niemi (1995) através dos quais essa modelagem é possível. Essas alternativas são apresentadas na Figura 2.13, sendo a variante (a) escolhida pelos autores, em virtude do menor tempo computacional gasto.

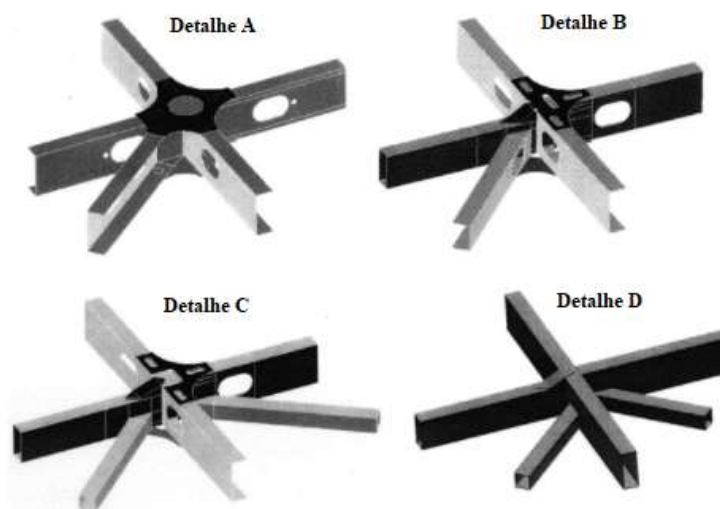


Figura 2.12: Detalhes investigados.

(Adaptado de Savaidis *et al*, 2000)

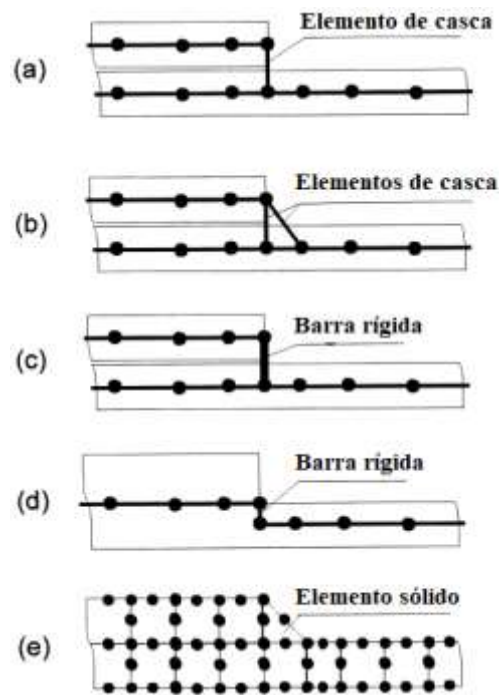


Figura 2.13: Possibilidades para a modelagem da solda.

(Adaptado de Niemi, 1995 apud Savaidis *et al*, 2000)

Os resultados dos testes de fadiga realizados podem, segundo os autores, ser utilizados para verificar a eficiência da metodologia de *Hot Spot* e para aprovação da durabilidade das soldas analisadas, as quais falharam tanto na raiz da solda quanto na zona de transição da solda. A Figura 2.14 mostra as trincas por fadiga em cada um dos quatro detalhes representados na Figura 2.12.

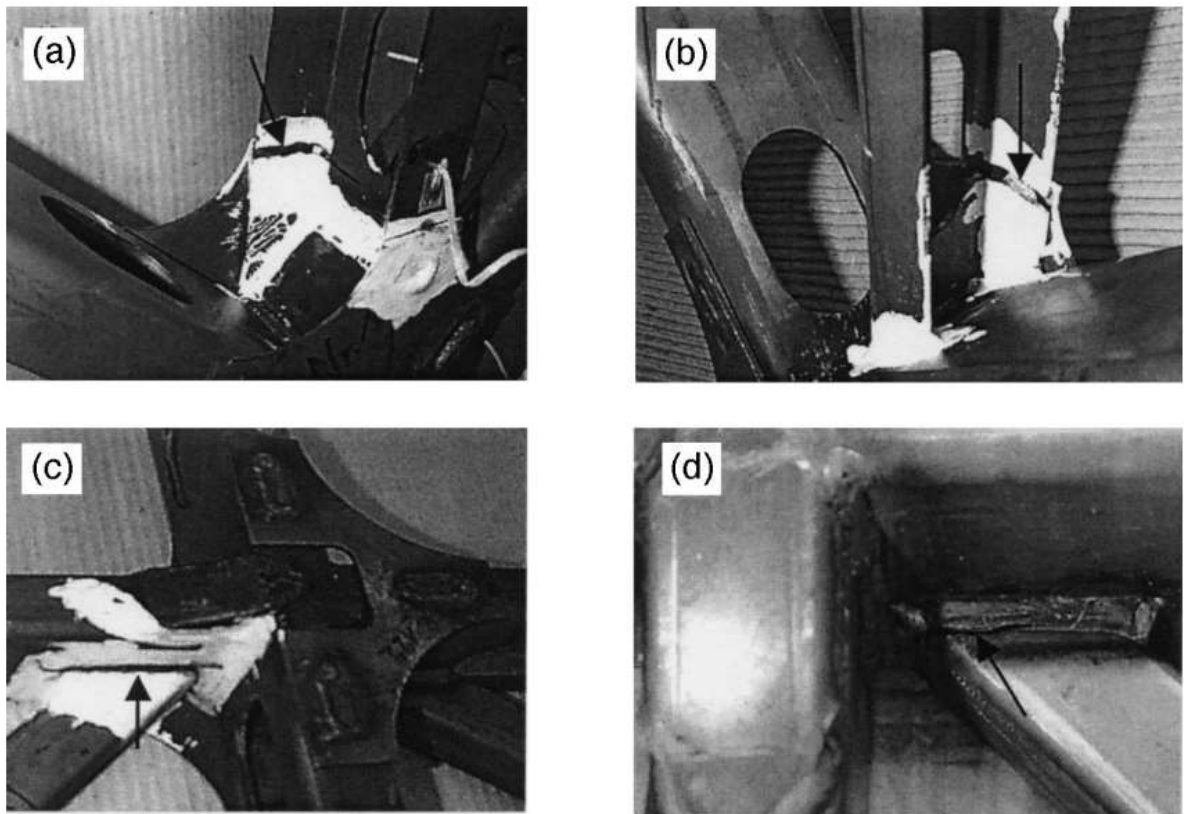


Figura 2.14: Trincas por fadiga nos quatro detalhes avaliados.

(Savaidis *et al*, 2000)

Nesse contexto, Viana (2019) realizou uma análise dinâmica global-local para determinação da vida em fadiga de um detalhe soldado, ilustrado na Figura 2.15, de uma Ponte Ferroviária, utilizando a metodologia do *Hot Spot Stress*.

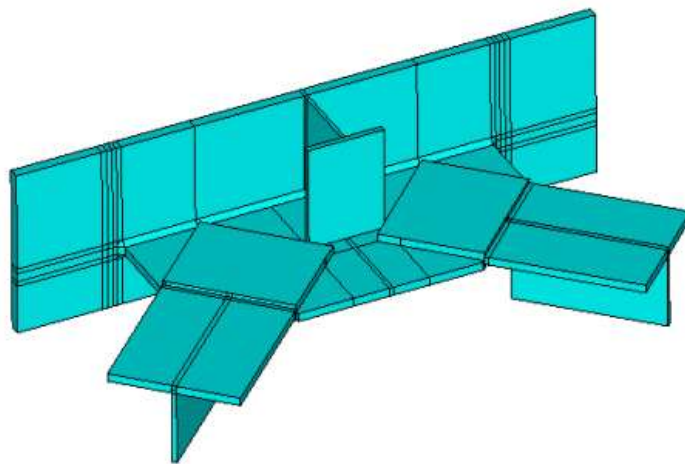


Figura 2.15: Detalhe de ligação estudado.

(Viana,2019)

A autora coletou os valores de tensão a serem utilizados a 0,4t e 1,0t da margem do cordão de solda, conforme indicado em vermelho e em rosa na Figura 2.16.

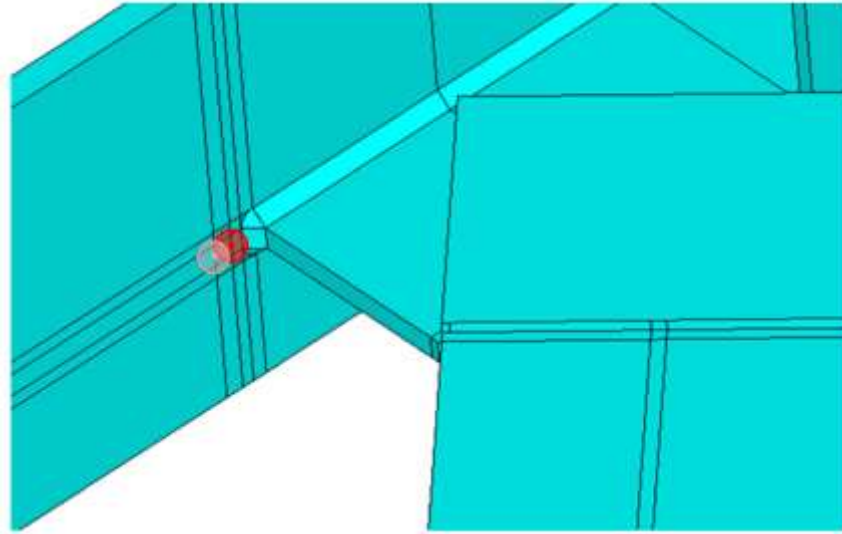


Figura 2.16: Locais para obtenção das tensões na região da ligação.

(Viana,2019)

Como resultado, percebeu-se que a vida a fadiga da ponte calculada conforme recomendações da IIW (2008) é menor do que aquela obtida por meio dos procedimentos do Eurocódigo EN 1993-1-9 (2005). O gráfico ilustrado na Figura 2.17 ilustra os danos encontrados pela autora para diferentes velocidades, considerando os dois normativos citados.

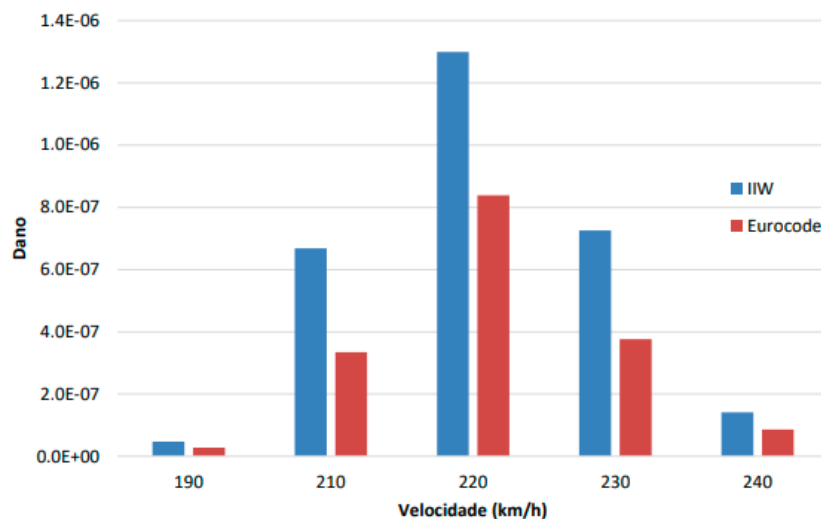


Figura 2.17: Danos obtidos para as diferentes velocidades considerando IIW (2008) EN 1993-1-9 (2005).

(Viana,2019)

2.3 Fadiga em Conexões Parafusadas

Rêgo (2013) afirma que as conexões parafusadas podem sofrer danos relacionados à fadiga, explicados, principalmente, pelas grandes concentrações de tensões, mudanças bruscas de geometria e presença de furos e entalhes. Nesse tipo de ligação, segundo o autor, a transmissão de força de um elemento para outro ocorre por meio dos parafusos. Ao analisar seções transversais afastadas da ligação, pode-se assumir, de maneira simplificada, tensão com distribuição constante. Já nas proximidades da conexão, a distribuição deve ser considerada concentrada na região de influência de cada parafuso.

Dessa maneira, objetivando encontrar os locais com altas concentrações de tensões em uma ponte metálica ferroviária, Rêgo (2013) apresentou uma análise numérica estrutural de uma conexão parafusada tipo viga-viga em uma ponte, utilizando o software de elementos finitos ANSYS Workbench. A ponte escolhida pelo autor, localizada na Estrada de Ferro Carajás sobre o Rio Mearim, no estado do Maranhão, no Brasil, é apresentada na Figura 2.18, na qual pode-se observar uma vista lateral e uma vista inferior do tabuleiro do vão, com longarinas, transversinas e contraventamentos.



Figura 2.18: Vistas da ponte.

(Rêgo ,2013)

A modelagem de parte da ponte, com a malha de elementos finitos é apresentada na Figura 2.19, na qual é possível observar as vigas longitudinal e transversal assim como a cantoneira de ligação, composta por 10 furos. No conjunto cantoneira/parafuso, houve um maior refinamento da malha, uma vez que os principais resultados estão concentrados nessa região.

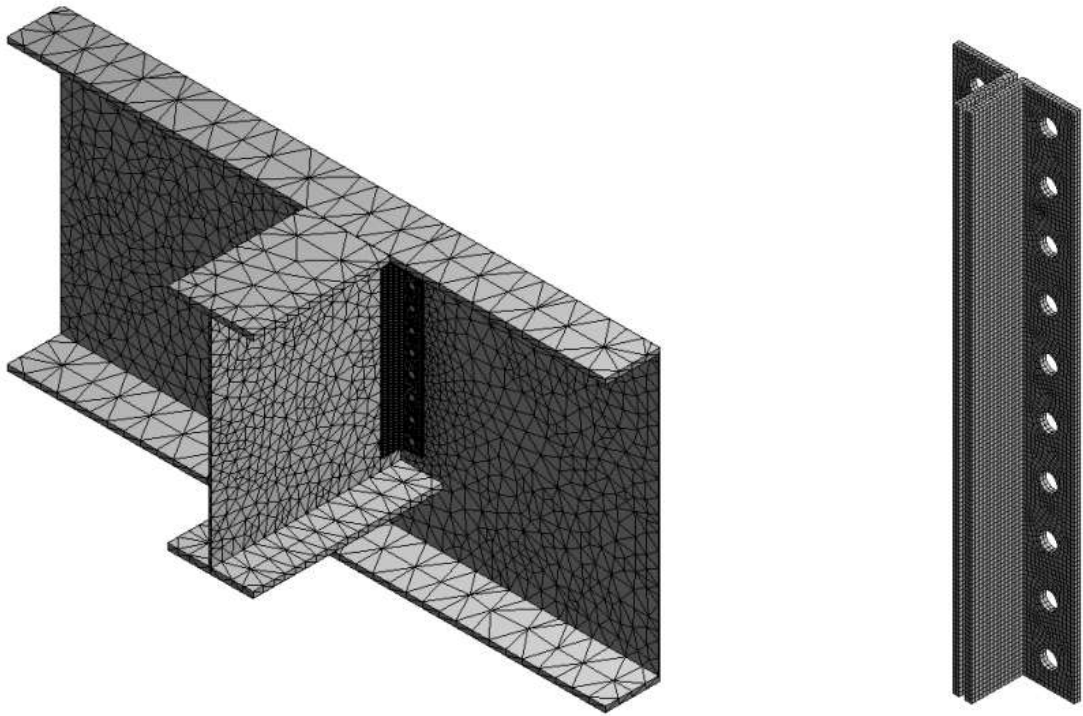


Figura 2.19: Malha do modelo numérico e refinamento da cantoneira.

(Rêgo, 2013)

As condições de contorno e o local de aplicação dos carregamentos utilizados pelo autor estão apresentados na Figura 2.20. Na seção transversal da transversina foram impostas restrições nas três direções assim como na base dos parafusos. Em relação a carga, aplicou-se primeiramente uma protensão de 140 MPa em cada parafuso e na sequência, os carregamentos foram aplicados na mesma posição em que foram obtidos em campo, em ensaios experimentais, a 78 cm da conexão das vigas denominadas TV9/LN8. Além disso, conforme pode ser observado na Figura 2.20, o autor considera duas simetrias no modelo. A primeira na direção transversal e a segunda na direção da longarina, possibilitando a modelagem de apenas metade da transversina.

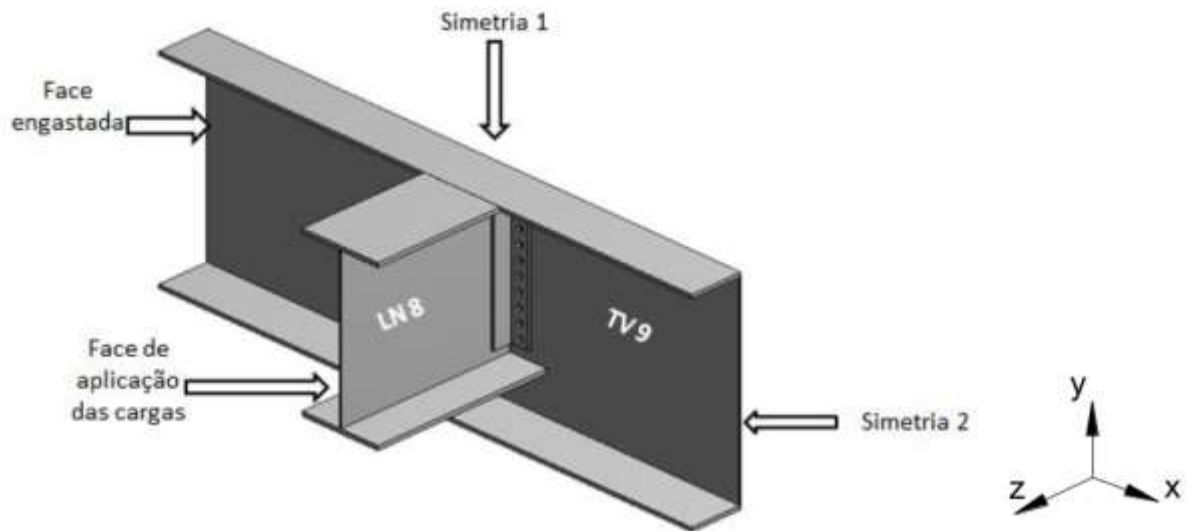


Figura 2.20: Aplicação de cargas e condições de contorno.

(Rêgo ,2013)

Como resultado, o autor percebeu a elevação das tensões na proximidade da conexão e estimou, utilizando a Regra de Miner, uma vida útil para a ponte de 10,76 anos. Apenas os parafusos situados na parte superior da cantoneira (P1 a P6) apresentaram aumento perceptível do esforço de tração. Os outros quatro parafusos estão na zona de compressão, não havendo variação da protensão inicial, conforme Figura 2.21.

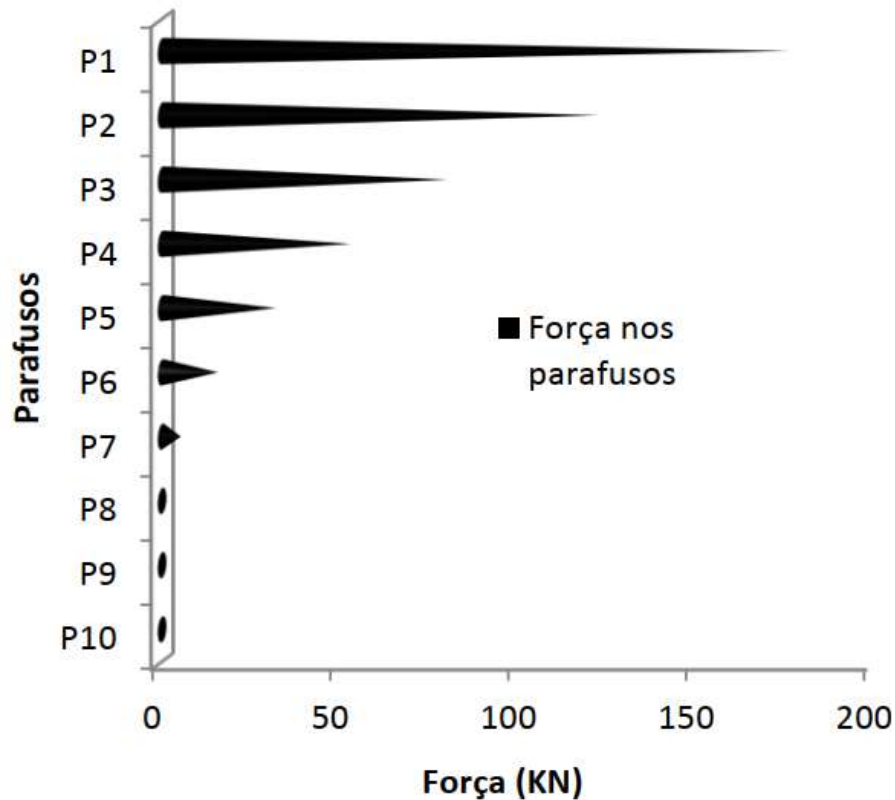


Figura 2.21: Variação da força axial nos parafusos.

(Rêgo ,2013)

Vilela (2019) apresenta a modelagem numérica, utilizando o método dos elementos finitos, de um parafuso (modelo unitário) conectando duas ou três placas. A autora considera os contatos entre os elementos, conforme ilustrado na Figura 2.22, na qual tem-se ilustradas as regiões de contato entre a placa 1 e a cabeça do parafuso, a placa 2 e a porca; entre as placas 1 e 2 e entre o orifício da placa e a haste do parafuso.

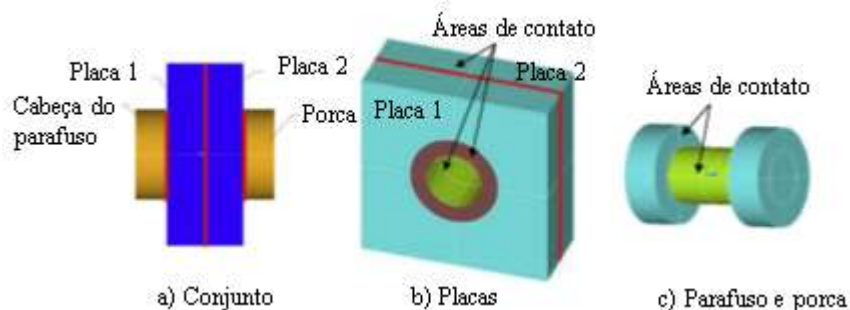


Figura 2.22: Regiões de possíveis contatos para o modelo unitário com duas placas.

(Vilela ,2019)

Em relação a malha utilizada para a modelagem do parafuso e orifício de placa, a autora explica que testes de convergência encontrados na literatura recomendam a adoção de 20 a 24 elementos em torno da circunferência de um diâmetro típico de parafuso (22 a 32 mm). Sendo assim, conforme Figura 2.23, a malha dos componentes do modelo apresenta 24 elementos ao redor da circunferência existente na placa e haste do parafuso.

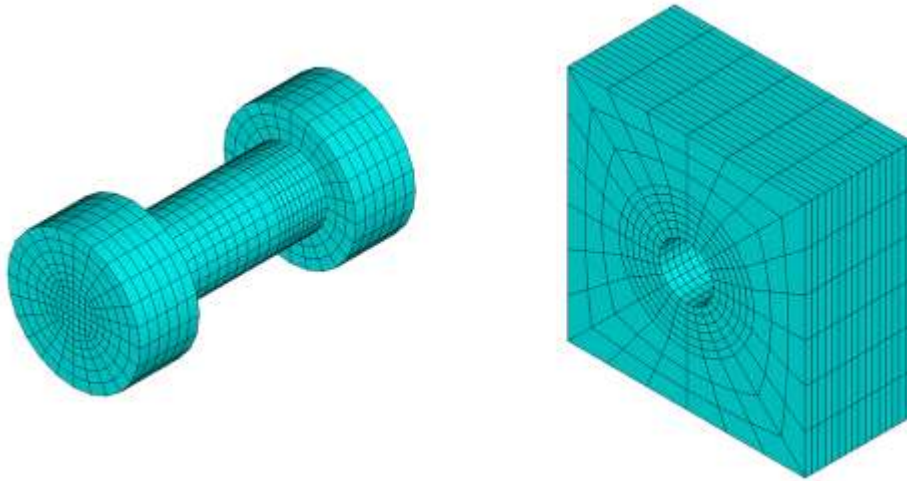


Figura 2.23: Malha do modelo unitário.

(Vilela ,2019)

A autora valida seus resultados ao realizar comparações com resultados encontrados na literatura. Uma dessas comparações está apresentada na Figura 2.24, na qual percebe-se curvas de força x alongamento para os resultados numéricos e experimentais. Para a curva multilinear, os pontos de dados necessários para a sua definição foram obtidos utilizando curva experimental disponível na literatura. Já para as curvas trilineares, os valores utilizados estão apresentados na Tabela 2.1.

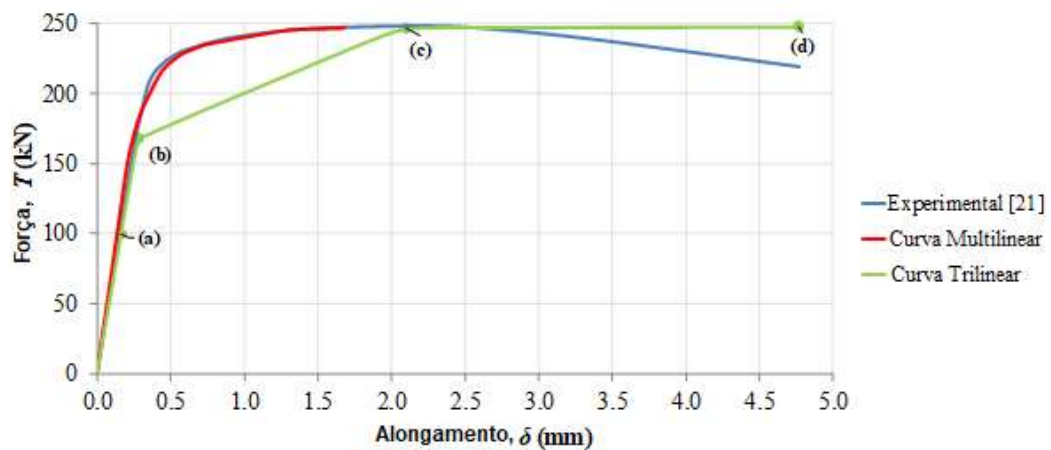


Figura 2.24: Curvas de alongamento de carga dos parafusos.

(Vilela ,2019)

Tabela 2.1: Dados da curva trilinear

(Vilela ,2019)

	Tensão (MPa)	Deformação (mm/mm)
Rosca do parafuso	0	0
	$f_{yb,r} = 431,25$	$\epsilon_{yb} = 0,00215$
	$f_{ub,r} = 637,5$	$\epsilon_{ub} = 0,02$
	$1,01 f_{ub,r} = 643,9$	0,3
Chapas ASTM A440	0	0
	$f_{ych} = 300$	$\epsilon_{ych} = 0,0015$
	$f_{uch} = 500$	$\epsilon_{uch} = 0,02$
	$1,01 f_{uch} = 505$	0,3

Pela análise das curvas, percebe-se que os resultados da curva multilinear estão bastante próximos aos resultados experimentais. Em relação a curva trilinear, observa-se que o comportamento apresentado na fase elástica assim como a carga final estão determinados de forma precisa.

2.4 Análise de Vida em Fadiga

De acordo com a BS 7608 (1993), a vida em fadiga de uma estrutura é determinada a partir do comportamento à fadiga de suas juntas. Nesse sentido, Silveira *et al.* (2017) complementam afirmando que o cálculo da vida em fadiga de uma junta é feito a partir de uma comparação entre a geometria e direções de carregamento do caso concreto em estudo com classes de juntas ensaiadas e padronizadas em códigos normativos de modo a permitir a seleção da curva de fadiga apropriada. Segundo os autores, essa comparação pode ser realizada de forma global ou sob uma óptica local. No primeiro caso, utiliza-se a tensão nominal e no segundo, os efeitos do carregamento são aferidos de forma mais precisa junto à tensão do diagrama S-N (tensão versus número de ciclos de carregamento), o que reduz a quantidade de classes normatizadas.

Colaborando com esse entendimento, Aygul (2012) categoriza os diferentes métodos de avaliação de vida à fadiga em dois grupos: os métodos global e local. Em relação aos globais, tem-se como método mais comum o da tensão nominal. O autor explicita também os métodos locais, sendo eles o da tensão efetiva de entalhe, o da tensão estrutural de *hot spot* e a abordagem de propagação de fissuras que utiliza mecânica da fratura elástica. Aygul (2012) explica ainda que o método da tensão nominal assim como os métodos da tensão efetiva e de *hot spot* apresentam algumas similaridades, por exemplo, consideram a teoria elástica linear ou métodos

numéricos como o Método dos Elementos Finitos (MEF) e são baseados na curva S-N para estimar a vida total à fadiga. Já o método de propagação de fissuras baseia-se nos princípios de mecânica da fratura, considerando o crescimento de fissuras independente de qualquer curva S-N.

O método da tensão estrutural de *hot spot* é ainda dividido, segundo Poutiainen *et al.* (2004), em Extrapolação Linear Superficial (LSE), Tensão Distribuída ao longo da espessura (TTWT) e Tensão estrutural a distância (VMISS). Entre esses métodos, o LSE é o mais comum para cálculo de tensão estrutural *hot spot* (Silveira *et al.*,2017). A abordagem de VMISS foi desenvolvida por Dong (2001) e consiste em obter a tensão analiticamente, utilizando forças e momentos dados por condições de equilíbrio. A Figura 2.25 apresenta um esquema das classificações dos métodos utilizados para a análise da vida à fadiga.

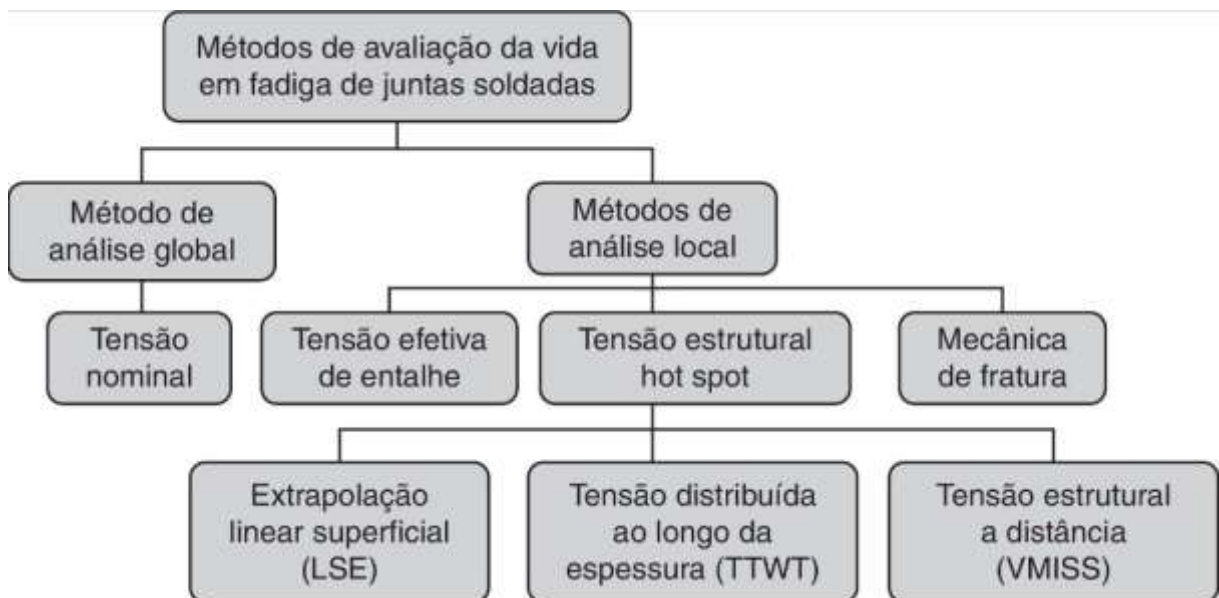


Figura 2.25: Métodos de análise da vida à fadiga

(Silveira *et al.*, 2017)

2.4.1 Tensão Nominal

A abordagem de tensão nominal constitui o método mais utilizado para estimar a vida à fadiga em estruturas de aço, uma vez que é de fácil aplicação, contém quantidade expressiva de dados disponíveis na literatura e representam adequadamente problemas de alto ciclo ($N > 10^5$). Esse método baseia-se, principalmente, na obtenção da tensão média na seção transversal estudada, considerando a viga elástica linear. (Aygul, 2012).

Nesse estudo, um histórico de tensões (S) é estimado para a região do componente que se entende como a mais crítica. Posteriormente, para a obtenção do número máximo de ciclos de

carregamento (N), esse histórico é comparado com a resistência à fadiga do material. Essa resistência é apresentada através de curvas S-N, ilustrada na Figura 2.26. Para a obtenção dessas curvas, um corpo de prova é submetido a um carregamento axial cíclico de magnitude específica. Essa força varia no tempo, gerando uma tensão axial, que geralmente é uma função senoidal cuja amplitude é igual a S_a (tensão alternada), situação exemplificada na Figura 2.27. Essa força é aplicada no corpo de prova até a ocorrência da falha. Nesse momento, o valor de S_a é marcado em um gráfico correspondendo a ordenada de um ponto que tem como abscissa o número de ciclos necessários para a falha. Esse procedimento é repetido várias vezes, sendo que cada ensaio é realizado com um valor distinto de S_a , sempre inferior ao valor do teste anterior (Takahashi, 2014)

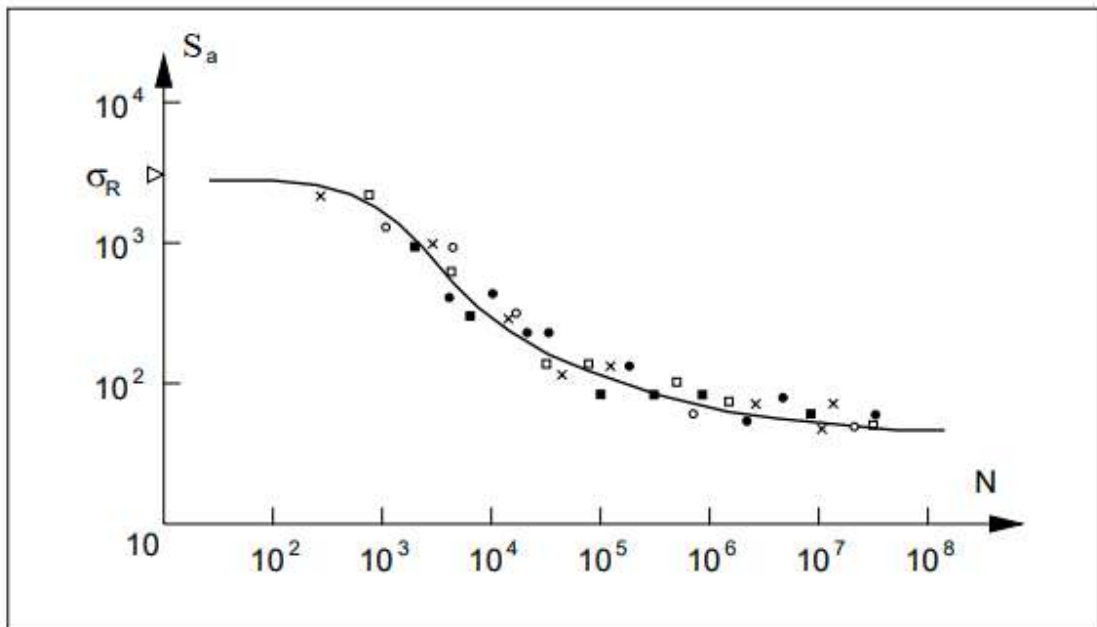


Figura 2.26: Exemplo de curva S-N

(Adaptado de Rosa, 2002)

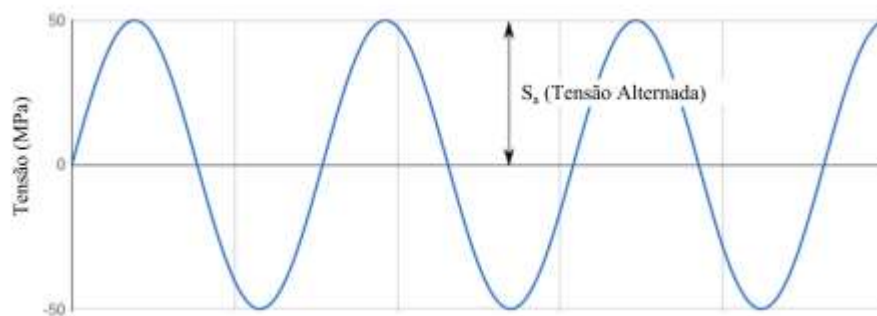


Figura 2.27: Tensão ao longo do tempo aplicada em um corpo de prova

(Takahashi, 2014)

Essa abordagem é o método básico presente na maioria dos códigos e padrões, como normas britânicas, alemãs, recomendações IIW (2008) e Eurocódigo EN-1993-1-9(2005). Esses dois últimos normativos utilizam um conjunto de resistências nominais à fadiga por tensão, conforme ilustrado nas Figuras 2.28 e 2.29. Cada curva é identificada por um valor FAT (categoria de detalhe) que é a tensão característica, em MPa, correspondente a 2 milhões de ciclos. Esses valores são tabelados, de acordo com os detalhes de construção e alguns requisitos. (Heshmati, 2012). A Tabela 2.2 exemplifica algumas categorias de detalhes apresentadas no Eurocódigo 3 para sessões soldadas.

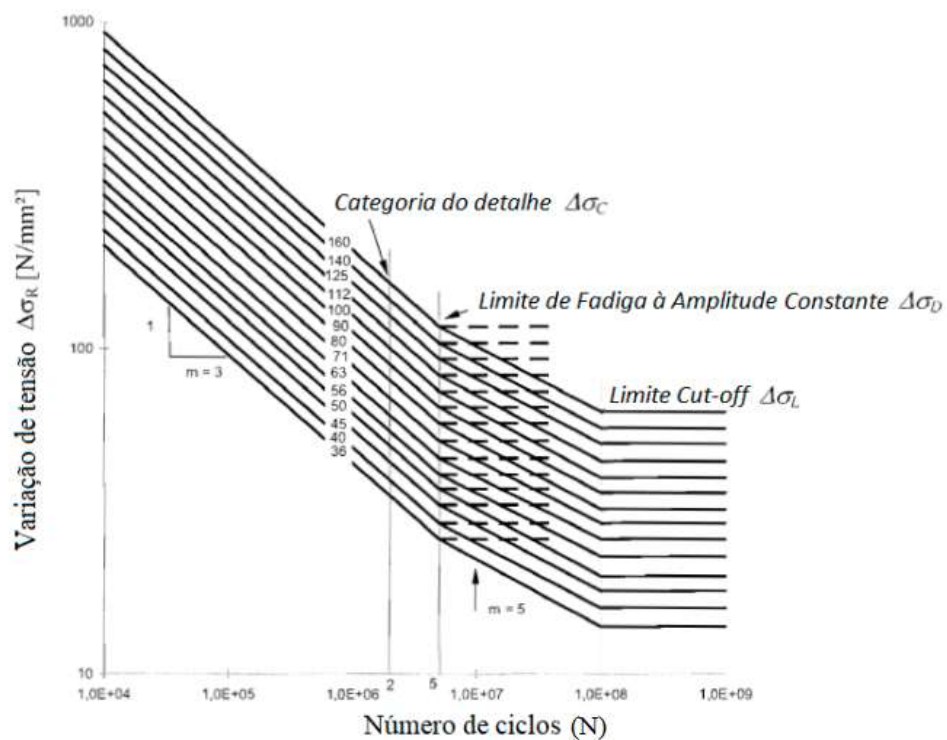


Figura 2.28: Curvas S-N para o aço segundo Eurocódigo

(Adaptado de EN-1993-1-9, 2005)

A análise das curvas S-N propostas pelo Eurocódigo EN-1993-1-9(2005) permite verificar uma mudança de inclinação de $m=3$ para $m=5$ em 5 milhões de ciclos para faixas de tensão iguais a $\Delta\sigma_D$. Essa faixa, conhecida como Limite de Fadiga à Amplitude Constante, mostra que a vida de fadiga de um detalhe carregado com amplitude constante será infinita caso a faixa de tensão não ultrapasse esse limite (Heshmati, 2012). Em relação a IIW, essa faixa está associada a ocorrência de 10 milhões de ciclos, conforme Figura 2.29.

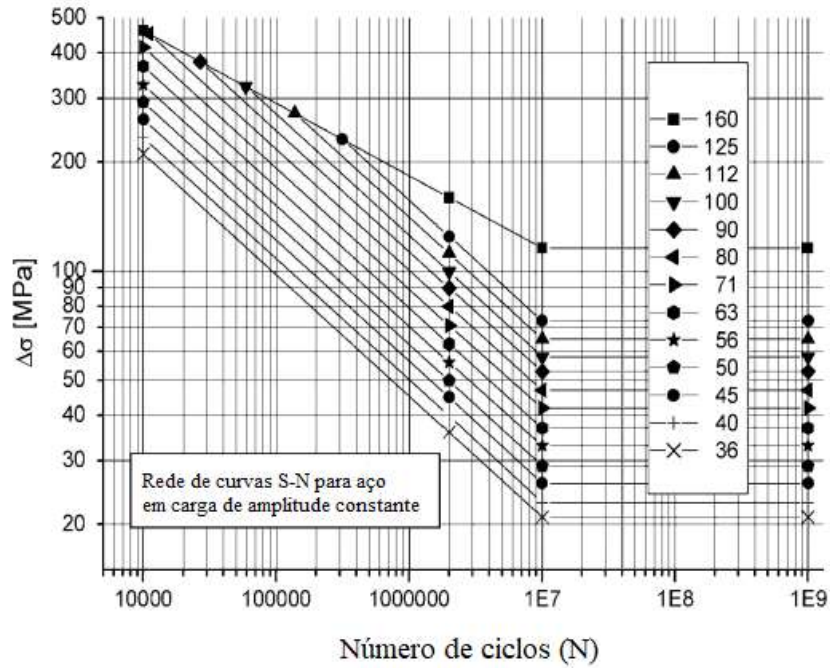


Figura 2.29: Curvas S-N para o aço segundo IIW
(Adaptado de IIW, 2008)

Tabela 2.2: Exemplos de valores de FAT de acordo com os detalhes de construção
(EN-1993-1-9, 2005)

FAT	Detalhes de Construção
125	
100	
125 112 90	

Com a análise da tabela, percebe-se que cada detalhe de construção está associado a uma ou várias curvas S-N.

As curvas S-N só podem ser utilizadas em condições nas quais se verifica que a carga de amplitude a qual o componente está submetido é constante. Porém, em situações reais, a carga efetivamente imposta a um componente estrutural pode variar, de forma frequente, durante sua vida de serviço. Isso faz com que a utilização dessas curvas se torne impossível em certas

ocasiões. Para contornar esse problema, diversas pesquisas foram realizadas considerando que o dano de fadiga aumenta de maneira cumulativa com a aplicação de cargas cíclicas (Morawski, 2013).

Um modelo disponível na literatura para estimar a vida à fadiga de um elemento em serviço tendo como base a curva S-N é a regra de dano acumulado linear ou regra de Palmgren-Miner, detalhada no item 2.4. Para a utilização dessa regra, contudo, é necessário que o carregamento seja caracterizado em termos de blocos de tensões alternantes, conforme ilustrado na Figura 2.30 (Morawski, 2013).

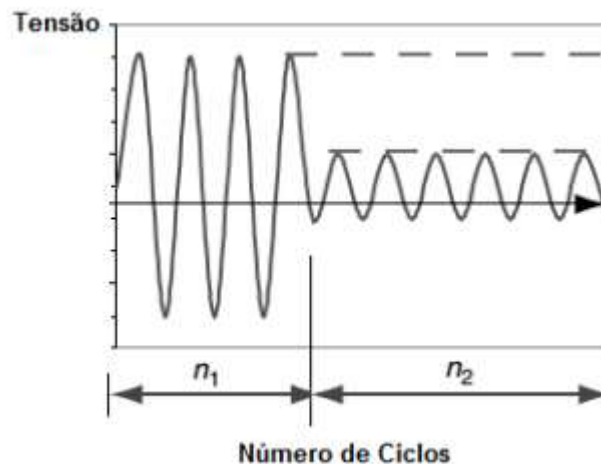


Figura 2.30: Bloco de tensões alternadas
(Morawski, 2013 apud Lee *et al.*, 2005)

Para essa caracterização em blocos de tensão, são utilizados métodos de contagem de ciclo que possibilitam a transformação de carregamento randômico em blocos de tensão alternadas relacionados com o número de ciclos (Morawski, 2013). Nesse sentido, o método Rainflow, detalhado no item 2.5, possibilita essa transformação ao converter um gráfico de histórico de tensões em um histograma de amplitude de tensão. Com essa técnica, todos os ciclos menores que 1 MPa são suprimidos. Além disso, os ciclos abaixo do limite denominado “cut-off” (variação de tensão associada a ocorrência de 10^8 ciclos, representado na Fig.2.29) também podem ser eliminados, uma vez que apresentam menor relevância na análise (Viana, 2019).

2.4.2 Tensão de *Hot Spot*

O Eurocódigo EN-1993-1-9(2005) define o *Hot Spot Stress* ou tensão estrutural como a tensão máxima principal no material base adjacente à margem do cordão de solda, levando em consideração os efeitos da concentração de tensão devido a geometria geral de um detalhe de

construção particular. A tensão de *Hot Spot* pode ser obtida numericamente por extrapolação, usando modelos baseados no método dos elementos finitos (Nussbaumer,2011).

Junto ao pé da solda, tem-se um valor elevado de tensão, uma vez que existem simultaneamente a solicitação axial (σ_m), momento (σ_b) e um pico de tensão não linear (σ_{nlp}), conforme Figura 2.31. O objetivo da tensão de *Hot Spot* é excluir a tensão não linear. Para isso, extrapola-se um valor inferior a essa tensão a partir de pontos afastados do pé da solda, conforme representação da Figura 2.32 (Ferreira, 2017).

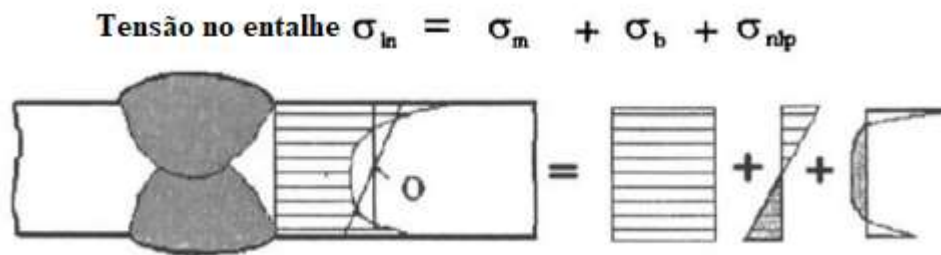


Figura 2.31: Decomposição do estado de tensão

(Adaptado de Ferreira,2017)

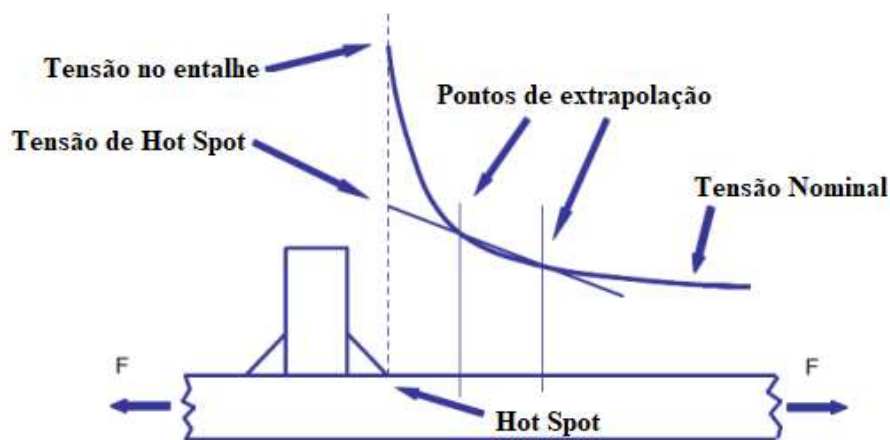


Figura 2.32: Concentração de tensões junto ao cordão de solda

(Adaptado de Ferreira,2017)

Heshmati (2012) explica que devido à necessidade de limitar o esforço computacional, modelos simples e com malhas grosseiras são geralmente preferidos. Porém, para a aplicação da metodologia *Hot Spot*, o modelo precisa ser capaz de identificar os gradientes de tensão acentuados na região próxima ao *Hot Spot*. Nesse sentido, primeiramente, podem ser utilizados dois tipos de elementos finitos: cascas e sólido, conforme mostrado na Figura 2.33. Além disso, os tipos de elementos empregados devem possibilitar uma distribuição linear de tensões por

toda a extensão da espessura da chapa, sendo recomendados os elementos de casca com 8 nós (Figura 2.34a), elementos sólidos com 20 nós e integração reduzida (Figura 2.34b) e elementos sólidos tetraédricos com 10 nós (Figura 2.34c).

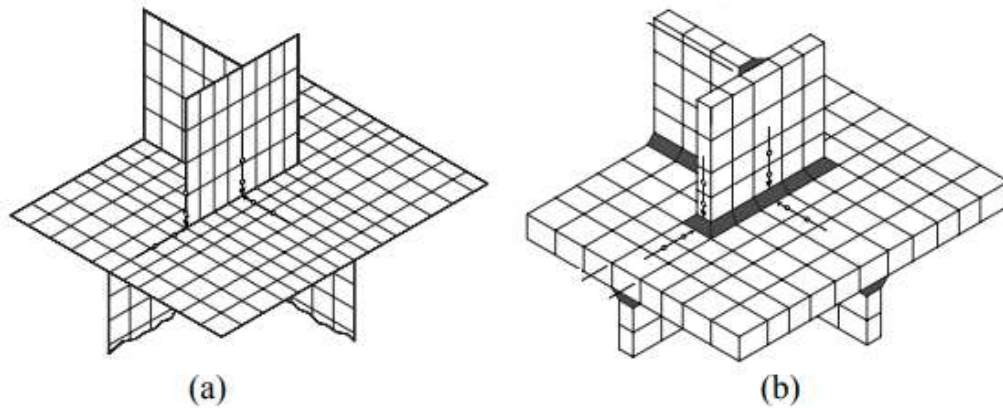


Figura 2.33: Modelos de elementos finitos (a) shell sem soldas (b) sólido

(Adaptado de Heshmati, 2012)

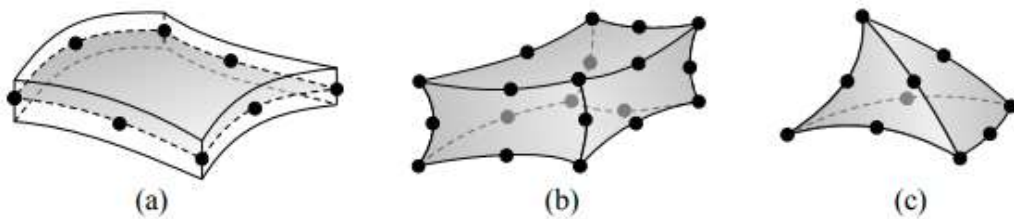


Figura 2.34: Elementos recomendados para o cálculo da tensão de *Hot Spot*

(Heshmati, 2012)

A IIW (2008) apresenta uma série de recomendações e procedimentos para aplicação da metodologia *Hot Spot*. Os pontos necessários para a extrapolação da tensão de *Hot Spot* variam conforme o tipo A ou B (sendo o A utilizado para análises nas quais o ponto em estudo está localizado nas maiores dimensões e o B quando essa localização ocorre ao longo da espessura, isto é, nas menores dimensões da chapa); o refinamento da malha e o tipo de interpolação, linear ou quadrática. A Figura 2.35 mostra os pontos de extrapolação para as diferentes combinações entre os tipos e o refinamento da malha.

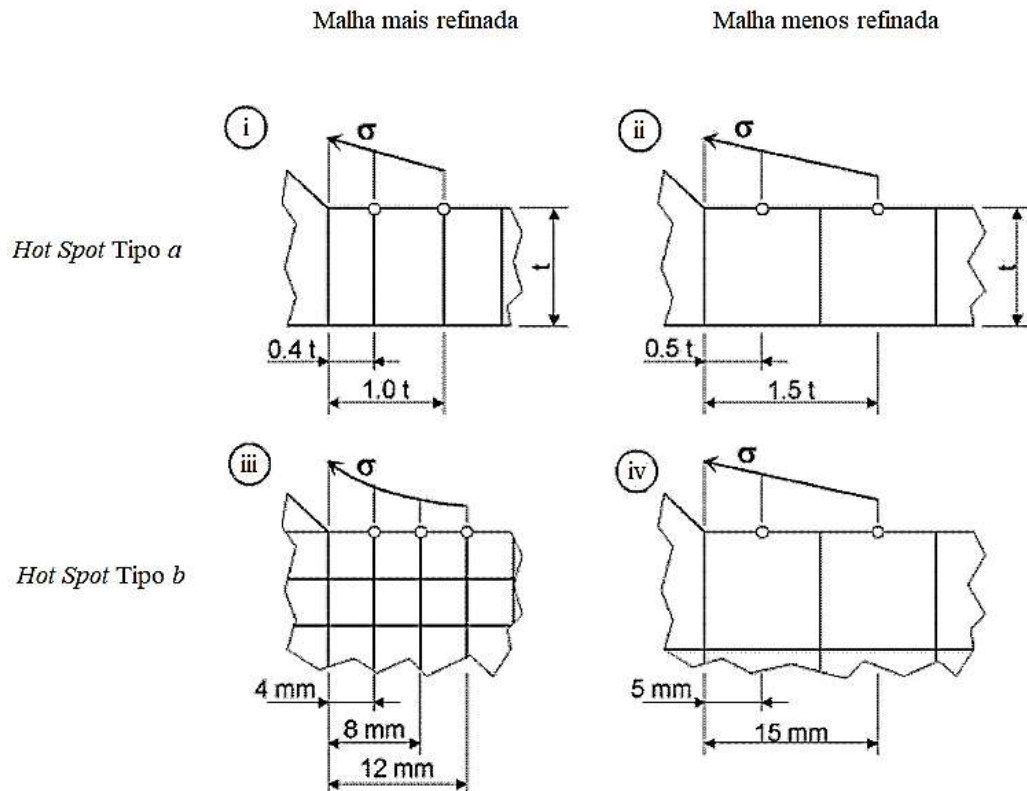


Figura 2.35: Pontos de extrapolação para os diferentes tipos e diferentes malhas
(Viana, 2019 apud IIW,2008)

Para o tipo A, a IIW (2008) apresenta as seguintes equações para o cálculo da tensão de *Hot Spot* (σ_{hs}):

- Malha refinada: comprimento do elemento não superior a $0,4t$ na região do *Hot Spot*:
 1. Extração de tensões nodais em dois pontos de referência ($0,4t$ e $1,0t$) e extrapolação linear (equação 2.1):

$$\sigma_{hs} = 1,67\sigma_{0,4t} - 0,67\sigma_{1,0t} \quad (2.1)$$

Extração de tensões nodais em três pontos de referência ($0,4t$, $0,9t$ e $1,0t$) e extrapolação quadrática - método recomendado para os casos de aumento de tensão estrutural na região do *hot spot* (equação 2.2):

$$\sigma_{hs} = 2,52\sigma_{0,4t} - 2,24\sigma_{0,9t} + 0,72\sigma_{1,4t} \quad (2.2)$$

- Malha grosseira: extração de tensões em dois pontos de referência ($0,5t$ e $1,5t$) e extrapolação linear (equação 2.3):

$$\sigma_{hs} = 1,50\sigma_{0,5t} - 0,50\sigma_{1,5t} \quad (2.3)$$

Para o tipo B, tem-se as equações indicadas abaixo:

- Malha refinada: comprimento do elemento não superior a 4 mm na região do *Hot Spot*:

Extração de tensões nodais em três pontos de referência (4mm, 8mm e 12mm) e extrapolação quadrática (equação 2.4):

$$\sigma_{hs} = 3\sigma_{4mm} - 3\sigma_{8mm} + \sigma_{12mm} \quad (2.4)$$

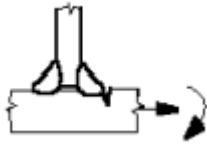
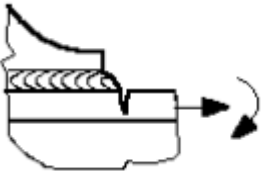
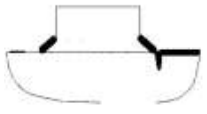
- Malha grosseira

Extração de tensões nodais em dois pontos de referência (5mm e 15mm) e extrapolação linear (equação 2.5):

$$\sigma_{hs} = 1,5\sigma_{5mm} - 0,5\sigma_{15mm} \quad (2.5)$$

As categorias (FAT) assim como os detalhes estruturais são apresentados na IIW (2008) para determinação da tensão de *Hot Spot*, conforme exemplificado na tabela 2.3. Após a definição desse FAT, pode-se, a partir da tensão de *hot spot*, determinar o número de ciclos suportados pela estrutura a partir da Figura 2.29.

Tabela 2.3: Valores de FAT exemplificativos de acordo com os detalhes de construção para tensões de *Hot Spot*
(IIW,2008)

FAT	Detalhes Estruturais
100	
100	
90	L > 100 mm 

Essa categoria de detalhe (FAT) deve ser dividida por um coeficiente de segurança parcial (γ_m) apresentado na IIW (2008) e ilustrado na Tabela 2.4

Tabela 2.4 Valores do coeficiente de segurança parcial
(IIW,2008)

Coeficiente de segurança parcial (γ_m) ▶ Consequência do fracasso	Segurança contra falhas e estratégia de tolerância a danos	Vida segura e estratégia de vida infinita
Perda de peças estruturais secundárias	1,0	1,15
Perda de toda a estrutura	1,15	1,30
Perda de vida humana	1,30	1,40

O Eurocódigo EN-1993-1-9 (2005) também apresenta valores para esse coeficiente parcial, apresentados na Tabela 2.5.

Tabela 2.5: Coeficientes de segurança parcial
(Eurocódigo 1993-1-9, 2005)

Método de avaliação	Consequências do fracasso	
	Baixa consequência	Alta consequência
Tolerância a danos	1,00	1,15
Vida segura	1,15	1,35

Portanto, após a obtenção das tensões de *hot spot* em função do tempo, por meio das equações (2.1-2.5), utiliza-se o gráfico gerado para contagem dos ciclos utilizando o método Rainflow. Com essa metodologia, é possível obter as variações das tensões, que serão utilizadas no cálculo do dano. A categoria de detalhe (FAT), obtida através de normativos de acordo com o detalhe analisado, é corrigida por um coeficiente de segurança parcial (γ_m) originando o FAT_{cor} , que indica a curva S-N a ser utilizada. Com essa curva, tem-se a vida útil (N) relacionada a cada valor de variação de tensão obtido pelo Rainflow. Para o cálculo da fração de dano associada a cada variação de tensão, divide-se o número de ocorrências relacionado a cada faixa de tensão (n) pelo número de ciclos (N) obtido da curva S-N. O somatório de todas as frações de dano correspondem ao dano total sofrido pelo detalhe (Viana, 2019).

Aygun (2012) apresenta algumas vantagens da abordagem do *Hot Spot*, entre elas, um menor número de curvas S-N necessárias, uma precisão aceitável e um menor esforço computacional. Em relação as desvantagens, o autor cita uma dependência do tamanho e da disposição do elemento e a limitação em relação a necessidade de trincas na ponta da solda. Viana (2019)

corroborar com esse entendimento citando que, em relação a geometrias complexas e com grandes dimensões, a utilização dessa metodologia com o refinamento de malha adequado para seu emprego nem sempre é viável para avaliação dos detalhes estruturais.

Nesse contexto, a análise global-local surge como uma alternativa para superar essa limitação, permitindo o refino da geometria na região de interesse e afastando a necessidade de criação de zonas de transição de malha no modelo global da estrutura. Essa metodologia permite a compatibilização dos deslocamentos encontrados nas fronteiras entre o modelo global e o submodelo, além de possibilitar a utilização de tipos de elementos diferentes nos dois modelos. Os resultados encontrados na análise do modelo global são transformados em condições de contorno prescritas no modelo local (Viana, 2019).

2.5 Regra de Palmgren-Miner

Segundo Ariduru (2004), qualquer análise de fadiga começa com a resposta da estrutura ou do componente, que geralmente é expressa como um histórico de tensão ou de deformação. Se essa resposta for composta por tensões de amplitude constante ou ciclos de deformação, então o estudo de fadiga pode ser realizado a partir de uma curva S-N normatizada. Contudo, essa consideração de amplitude constante raramente acontece em situações reais. Sendo assim, abordagens empíricas para o cálculo do dano causado por tensões de amplitude variável são necessárias. A regra de Palmgren-Miner é utilizada para esse propósito.

De acordo com essa regra, os danos causados por uma faixa específica de tensão podem ser calculados e acumulados ao dano total separadamente daquele associado a outro intervalo de tensão. Quando o histórico de tensão é irregular com o tempo, conforme ilustrado na Figura 2.36, um método de contagem de ciclos é utilizado para decompor esse histórico irregular em tensão equivalente ao carregamento do bloco. O número de ciclos em cada bloco de tensão pode ser registrado em um histograma, o qual será utilizado no cálculo de Palmgren-Miner para obtenção da vida à fadiga (Ariduru,2004).

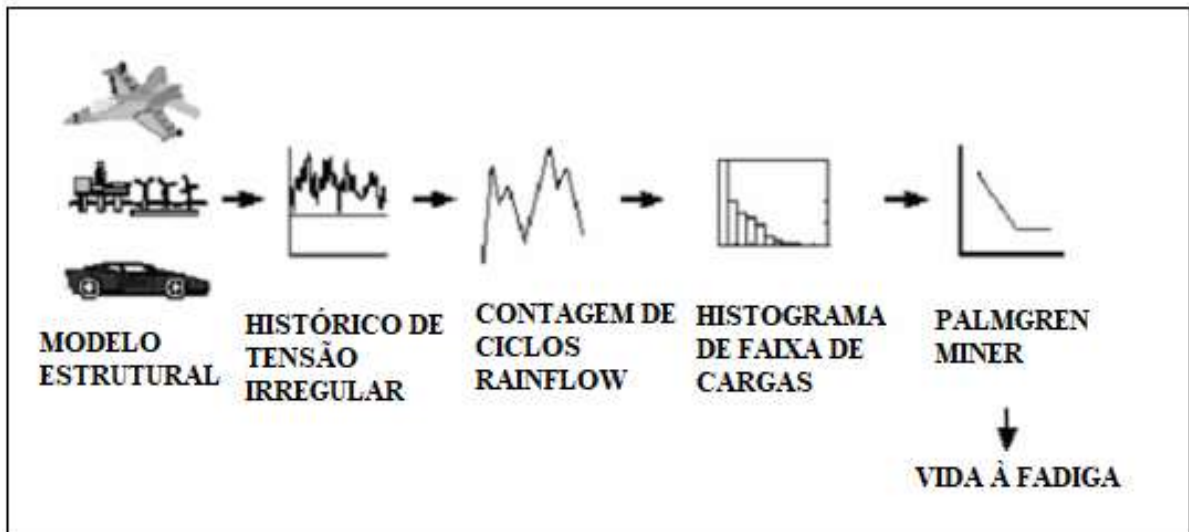


Figura 2.36: Bloco de tensões alternadas.

(Adaptado de Ariduru, 2004)

Nesse contexto, Teixeira (2004) exemplifica essa regra a partir da Figura 2.37. No carregamento ilustrado estão contidas as tensões σ_{a1} , σ_{a2} e σ_{a3} aplicadas durante N_1 , N_2 e N_3 , ciclos, respectivamente. Em relação a tensão σ_{a1} , o limite de resistência à fadiga é de N_{f1} ciclos. Dessa maneira, o carregamento representado pela tensão σ_{a1} produz um dano na peça equivalente à fração N_1/N_{f1} . De maneira semelhante, os danos advindos das tensões σ_{a2} e σ_{a3} são representados, respectivamente, por N_2/N_{f2} e N_3/N_{f3} .

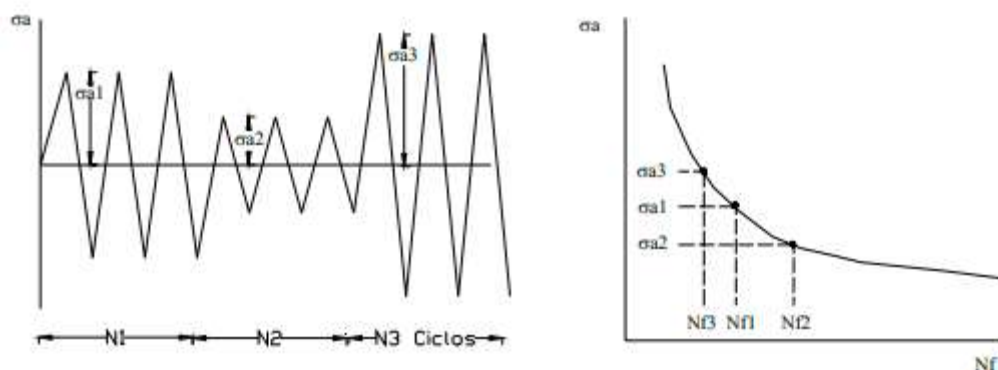


Figura 2.37: Exemplo de histórico de carregamento e Curva S-N

(Teixeira, 2004)

Sendo assim, a regra de Palmgren-Miner, que afirma que a falha por fadiga acontecerá no momento em que a soma das frações de dano devido a cada carregamento aleatório se igualar a 1, conforme descrito na equação 2.6 (Teixeira, 2004).

$$\frac{N_1}{N_{f1}} + \frac{N_2}{N_{f2}} + \frac{N_3}{N_{f3}} + \dots + \frac{N_j}{N_{fj}} = 1 \quad (2.6)$$

Cabe ressaltar ainda que essa regra é de dano linear cumulativo. Linear porque o dano D_i de um determinado nível de tensão S_i é linearmente proporcional a relação entre o número de ciclos do componente em serviço n_i e o número de ciclos que, naquela faixa de tensão, levaria o material à ruptura. Em outras palavras, o dano relacionado a cada nível de tensão pode ser obtido pela equação 2.7 e o dano total do elemento, calculado pela equação 2.8, considerando a atuação de k blocos de tensão, sendo a falha ocorrida quando $D \geq 1$. (Morawski, 2013).

$$D_i = \frac{n_i}{N_i} \quad (2.7)$$

$$D = \sum_{i=0}^k \left(\frac{n_i}{N_i} \right) \quad (2.8)$$

Por fim, é importante salientar que, conforme mencionado anteriormente, o histórico de carregamento normalmente não se mostra bem-comportado, apresentando, dependendo da sollicitação a qual é submetido, variações aleatórias, como ilustrado na Figura 2.38. Nesses casos, a identificação de ciclos não é simples, tornando-se necessária a utilização de métodos de contagem de ciclos, por exemplo, o Rainflow (Teixeira, 2004).

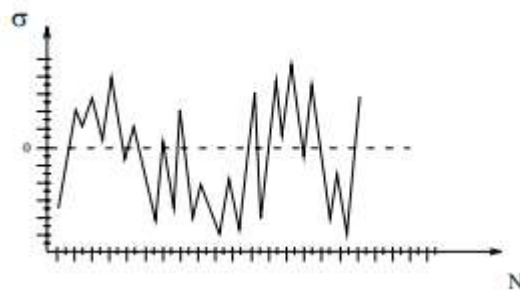


Figura 2.38: Ilustração de carregamento aleatório
(Teixeira, 2004)

2.6 Método Rainflow: Contagem de ciclos

O método Rainflow para contagem de ciclos foi inicialmente proposto por M. Matsuishi e T. Endo em 1968 com o objetivo de obter os ciclos e meios ciclos de deformação no tempo (Morawski, 2013). Para esse método, o sinal de tensão precisa ser expresso, exclusivamente,

por máximos e mínimos. Em outras palavras, o processo de carregamento deve ser caracterizado apenas por uma sequência de extremos locais, denominados pontos de reversão, os quais combinam máximos e mínimos, formando meios ciclos (Figueiredo, 2004).

Palma (2015) exemplifica o desenvolvimento desse método. Segundo o autor, as regras básicas obedecidas por essa metodologia são: avaliação de todo o ciclo; contagem de cada ciclo ou parte do ciclo uma única vez e início da contagem nos pontos de reversão. Além disso, são seguidos dois passos para a correta aplicação do Rainflow:

- 1º passo: numeração de todos os pontos de reversão, de maneira sequencial, conforme Figura 2.39;
- 2º passo: contagem dos pontos indicados no passo 1, na ordem e de acordo com as regras básicas de Mínimo Local, Máximo Local e Mistura de Águas.

Essas regras básicas citadas no 2º passo são detalhadas pelo autor da seguinte maneira:

Mínimo Local: caso o ponto inicial consista em um ponto de mínimo local, deve-se interromper a contagem ao encontrar um mínimo menor que esse mínimo inicial.

Máximo Local: caso o ponto inicial consista em um ponto de máximo local, deve-se interromper a contagem ao encontrar um máximo maior que esse máximo inicial.

Mistura de águas: quando, no decorrer da contagem, for encontrado um trecho já contado, deve-se interromper a contagem.

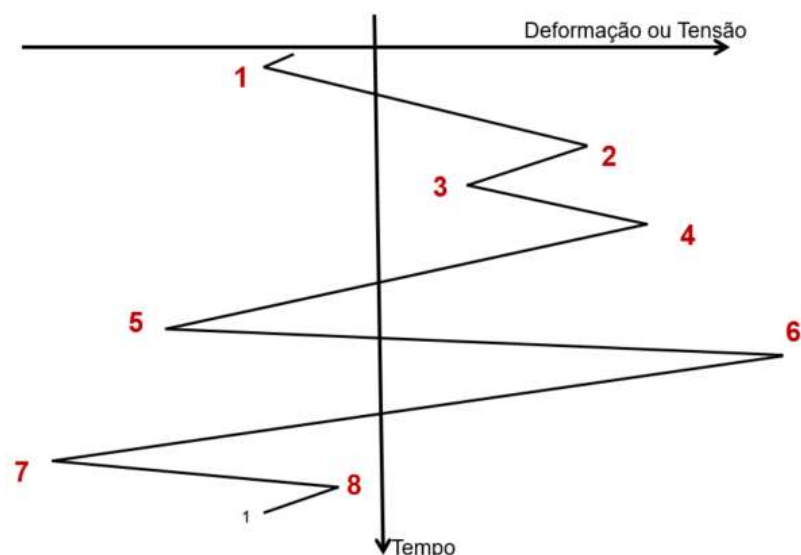


Figura 2.39: 1º passo: numeração dos pontos de reversão
(Palma, 2015)

Na Figura 2.40, tem-se a ilustração da regra básica do mínimo local. O ponto 1 é um mínimo local, sendo que a deformação ou tensão vai do ponto 1 até o ponto 4, uma vez que o ponto 5 é um mínimo menor que o ponto 1 inicial. Na Figura 2.41, é ilustrada a regra referente ao máximo local. O ponto 2 consiste em um máximo local e a deformação ou tensão vai do ponto 2 até o ponto 3, já que o ponto 4 é um máximo maior que o ponto 2 inicial. Por fim, a Figura 2.42 mostra a representação da terceira regra básica. O ciclo é iniciado no ponto 3 e, no momento que encontra a contagem do ponto 1 (em vermelho), interrompe de modo a não contar duas vezes o mesmo trecho. (Palma, 2005)

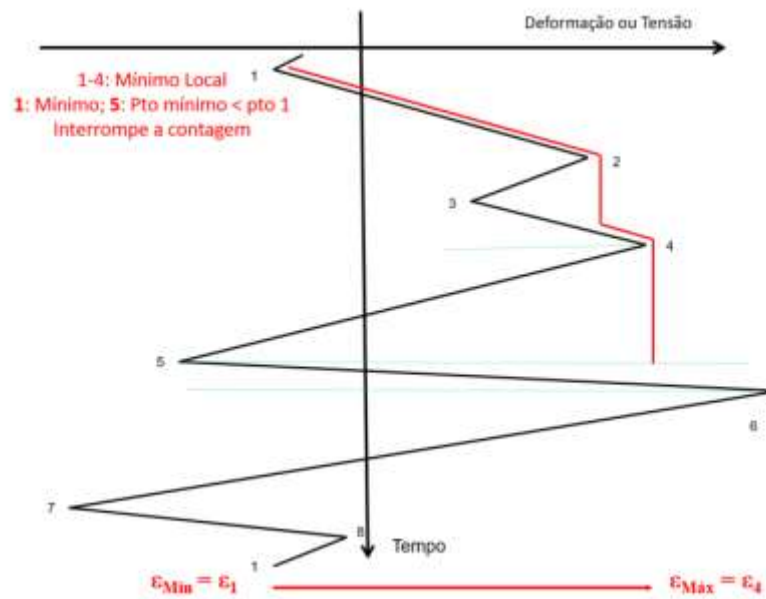


Figura 2.40: Regra do mínimo local

(Palma, 2015)

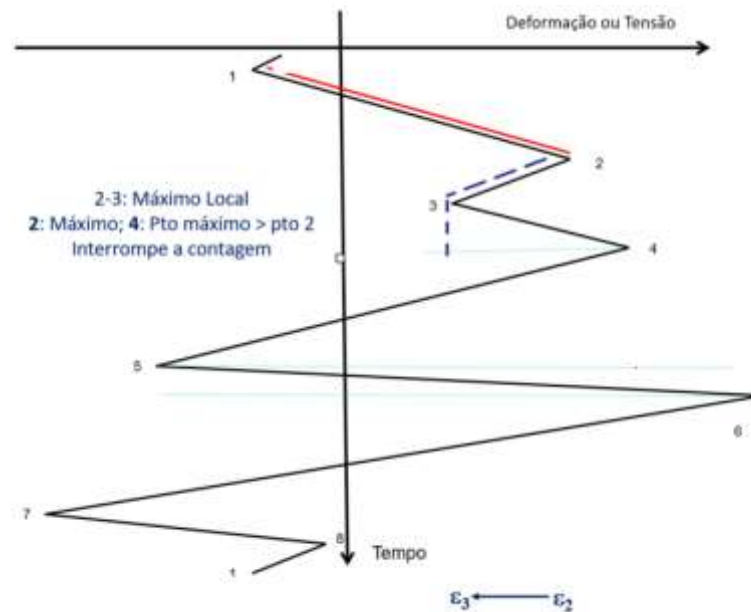


Figura 2.41: Regra do máximo local

(Palma, 2015)

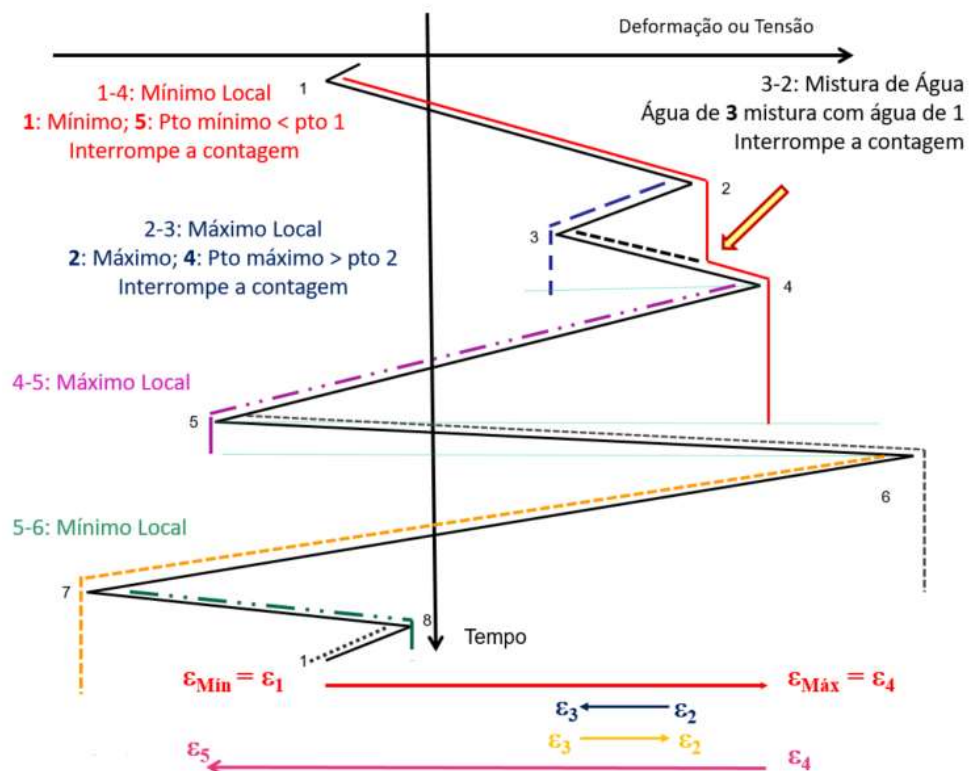


Figura 2.42: Regra da mistura de águas

(Palma, 2015)

Dessa maneira, cada par contado constitui um par de tensões mínima e máxima. Com esses valores, pode-se montar uma tabela contendo os valores máximos e mínimos bem como o número de vezes ou ciclos (n) que esses extremos aparecem. Após isso, utilizando a

metodologia adequada, determina-se o número de ciclos correspondente a cada valor de variação de tensão (N) e o dano, conforme equação 2.7.

2.7 Análise Modal

A análise modal pode ser definida como um processo composto de técnicas teóricas e experimentais, as quais permitem construir um modelo matemático representativo do comportamento dinâmico do sistema em estudo (Bolina *et al.*, 2014). Em outras palavras, essa análise visa a obtenção das frequências e modos naturais de vibração de uma estrutura, sendo estes parâmetros importantes, uma vez que a resposta dinâmica da estrutura é determinada por esses parâmetros (Macedo, 2020).

As frequências naturais, segundo Bolina *et al.* (2014), representam a taxa de oscilação livre da estrutura, depois de cessada a força responsável por seu movimento, ou seja, essas frequências indicam a vibração de uma estrutura quando não há a aplicação de força. Como uma estrutura pode vibrar livremente após a excitação de uma força, ela possui diversas frequências naturais, sendo a mais importante a primeira, menor entre todas (Nobrega *et al.*, 2005 apud Bolina *et al.*, 2014).

Já os modos de vibração podem ser definidos como a maneira como a estrutura vibra, estando relacionados as frequências naturais. Em outras palavras, para cada frequência tem-se um modo de vibração específico.

Segundo Prazzo (2011), as equações de movimento de um sistema com n graus de liberdade sujeito a ação de forças externas podem ser descritas pela equação 2.9:

$$[m].\ddot{u}(t) + [c].\dot{u}(t) + [k].u(t) = f(t) \quad (2.9)$$

Sendo [m] a matriz de massa do sistema, [c] a matriz de amortecimento, [k] a matriz de rigidez, u(t) o vetor de deslocamento, $\dot{u}(t)$ o vetor de velocidade e $\ddot{u}(t)$ o vetor de aceleração.

Desconsiderando o amortecimento e considerando vibração livre pode-se reescrever a equação acima como mostrado pela equação 2.10.

$$[m].\ddot{u}(t) + [k].u(t) = \{0\} \quad (2.10)$$

Admitindo uma solução harmônica da seguinte forma (Macedo, 2020).

$$u(t) = \{\varphi\}sen\omega t \quad (2.11)$$

tem-se:

$$\ddot{u}(t) = -\omega^2 \{\varphi\} \text{sen} \omega t \quad (2.12)$$

Portanto, substituindo (2.11) e (2.12) na equação (2.10), tem-se:

$$-\omega^2 [m]. \{\varphi\} \text{sen} \omega t + [k] \{\varphi\} \text{sen} \omega t = f(t) \quad (2.13)$$

Dessa maneira, tem-se um problema de autovalores e autovetores:

$$[k] - \omega^2 [m]. \{\varphi\} = \{0\} \quad (2.14)$$

$$[k]. \{\varphi\} = \omega^2 [m] \{\varphi\} \quad (2.15)$$

Sendo:

ω^2 um autovalor que corresponde ao quadrado da frequência da resposta harmônica do sistema;

φ autovetor correspondente que descreve a forma do movimento vibratório harmônico.

A análise modal pode ser realizada a partir do método de Block Lanczos. Esse mecanismo, de acordo com Monteiro (2014), é aplicado para a solução de problemas simétricos e que envolvem um número elevado de nós. Marques (1991) complementa afirmando que o algoritmo de Lanczos corresponde basicamente a um método de iteração vetorial, sendo todos os vetores gerados extremamente relevantes. Esses blocos de vetores, segundo Viana (2019), são utilizados para extrair os autovalores que são equivalentes às frequências da estrutura

2.8 Análise Dinâmica

Segundo Ferro (2014), os objetos de estudo da dinâmica são os movimentos dos corpos provocados por forças aplicadas a eles bem como as forças que provocam movimentos nas estruturas. Os elementos que compõem estruturas de concreto e aço possuem uma configuração inicial que deve se manter próxima das configurações observadas durante movimentos ocasionados por forças de excitação. Em outras palavras, as movimentações devem ser razoavelmente pequenas em relação a configuração inicial de projeto. Junior (2019) complementa afirmando que a análise dinâmica consiste em um processo de obtenção de respostas de uma estrutura submetida a ações que são variáveis no tempo.

Soriano (2014) explica que as ações externas suportadas por uma estrutura, geralmente, variam com o tempo e podem ser classificadas como dinâmicas, caso desenvolvam forças de inércia relevantes. Nesse contexto, Ferro (2014) menciona que as características básicas da análise dinâmica são:

- Variação no tempo de cargas, reações, deslocamentos, deformações e esforços internos, com velocidades não desprezíveis;

- No equilíbrio, além das cargas aplicadas, reações e esforços internos, também participam do equilíbrio forças de inércia (associadas a massa da estrutura) e forças que dissipam energia (amortecimento);
- As respostas obtidas a partir das análises não são únicas, como no estudo estático, mas sim um histórico.

Craig Jr *et al* (2006) explica outra diferença entre problemas de dinâmica estrutural e problemas estáticos. Essa distinção, associada ao papel desempenhado pela aceleração, pode ser percebida na Figura 2.43a e Figura 2.43b. A primeira ilustra uma viga sujeita a uma carga estática P de modo que os deslocamentos e tensões internas dependem diretamente da carga aplicada. Na segunda, tem-se uma viga semelhante sujeita a uma carga variável no tempo $P(t)$. Dessa maneira, a aceleração origina uma força de inércia distribuída. Caso essa força contribua de maneira significativa para o deslocamento do componente e para as tensões internas na estrutura, torna-se necessária uma avaliação dinâmica.

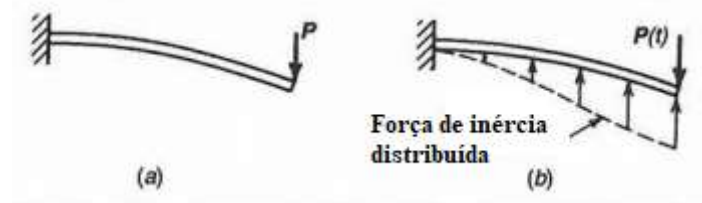


Figura 2.43: Viga sob (a) carregamento estática (b) carregamento dinâmico

(Adaptado de Craig Jr *et al.*, 2006)

Além disso, Ferro (2014) também enumera situações nas quais se deve avaliar a possibilidade ou a necessidade do desenvolvimento de análise dinâmicas, sendo algumas delas:

- Fundações de máquinas e equipamentos
- Estruturas sujeitas ao tráfego de pessoas ou de veículos
- Estruturas sujeitas ao movimento rítmico de pessoas
- Efeitos de terremotos e ventos

As estruturas estão sujeitas a forças externas de ação e reação e forças internas relacionadas aos componentes de tensão. Além disso, em sistemas dinâmicos reais, a dissipação de energia sempre existe e tende a diminuir as amplitudes das oscilações. O conjunto dos mecanismos empregados nessa dissipação é chamado de amortecimento e suas causas são associadas às características da estrutura, ao meio circundante e aos componentes não estruturais, conforme representado na Figura 2.44. Para representação desse fenômeno, a maneira mais plausível seria quantificar a energia dissipada entre dois instantes. Porém, essa quantificação se limitaria

a um tipo específico de oscilação e de causa. Dessa maneira, essa dissipação é, usualmente, simulada por meio de forças que são apostas ao movimento, denominadas forças de amortecimento (Soriano, 2014).

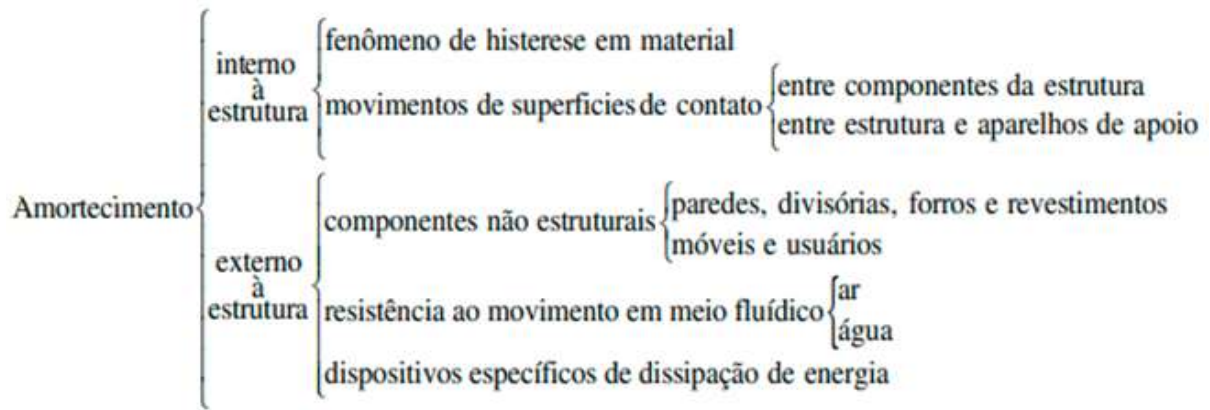


Figura 2.44: Amortecimento: tipos e características

(Soriano,2014)

Nesse contexto, Rimola (2010) apud Ferro (2014) afirma que na análise dinâmica a principal dificuldade encontrada pelos engenheiros está associada a quantificação da energia necessária para dissipar a excitação assim como a determinação das causas e efeitos que as vibrações ocasionam sobre as estruturas e pessoas.

As maneiras mais utilizadas em análise dinâmica com o objetivo de representar a dissipação de energia são o amortecimento viscoso (linear), o amortecimento de Coulomb e o amortecimento estrutural. O primeiro é semelhante a oposição provocada a movimentação lenta de corpos imersos em fluido, sendo a correspondente força de amortecimento obtida pela equação 2.16. O segundo refere-se ao atrito entre duas superfícies secas que se deslocam, podendo ocorrer entre elementos estruturais e não estruturais e também em elementos de apoio. Por fim, o terceiro está associado a dissipação de energia durante comportamento elásticos dos materiais (Soriano, 2014).

$$f_a(t) = c\dot{u}(t) \quad (2.16)$$

Sendo c o coeficiente de amortecimento viscoso e $\dot{u}(t)$ a velocidade.

Em engenharia, o amortecimento viscoso é o mais utilizado, uma vez que fornece equações relativamente simples de serem resolvidas e conduz a resultados satisfatórios na maior parte das aplicações. Essa propriedade apresenta incertezas, pois não é obtida de acordo com a geometria ou propriedades do material, mas sim por meios experimentais. Disso decorre uma

limitação: na prática, a medição desse coeficiente é extremamente rara seja porque a estrutura ainda não está construída, seja por motivos financeiros. Para solucionar esse problema, usualmente são adotados valores disponibilizados em códigos normativos e na literatura, os quais aparecem sob a forma de razão de amortecimento, conforme ilustrado na Tabela 2.6. Essa razão pode ser obtida pela equação 2.17.

Tabela 2.6: Exemplos: razões de amortecimento viscoso
(Soriano,2014)

Razões de amortecimento viscoso	
Tipo de Estrutura	ξ
Passarelas:	
- Em concreto armado	0,008 – 0,020
- Em concreto protendido	0,005 – 0,017
- Em aço	0,002 – 0,004
Pontes de vãos maiores do que 20 metros	
- Em concreto armado	0,020
- Em concreto protendido	0,010
- Em aço/concreto	0,005
Pisos para atividades esportivas:	
- Em concreto armado	0,014 – 0,035
- Em concreto protendido	0,010 – 0,030
- Mistos em aço e concreto	0,006 – 0,020
Chaminés:	
- Com alvenaria	0,070 – 0,100
- Em aço	0,015 – 0,040

$$\xi = \frac{c}{c_{crit}} \quad (2.17)$$

Sendo c_{crit} o coeficiente de amortecimento crítico, que corresponde ao valor limite de coeficiente de amortecimento viscoso, o qual converte um estado oscilatório em um estado não oscilatório.

Ferreira (2002) apud Ferro (2014) afirma que a obtenção da resposta dinâmica das estruturas pode ser determinada no domínio da frequência e no domínio do tempo. Para o primeiro caso, o autor cita como exemplo a interação solo-estrutura, na qual prevalece esse tipo de análise. Já

Pretti (2012) apud Ferro (2014) ressalta que o estudo no domínio do tempo é mais recomendado para projetos estruturais, uma vez que utiliza somente recursos da matemática dos números reais.

Oscilador simples é aquele resultante da modelagem de uma estrutura em um grau de liberdade (sistema massa mola). Quando há a incorporação do fenômeno de dissipação de energia, pode-se denominar esse sistema de oscilador simples amortecido, ilustrado na Figura 2.45. Para esse tipo de modelo de estrutura, a equação de equilíbrio é apresentada na equação 2.18 (Soriano, 2014).

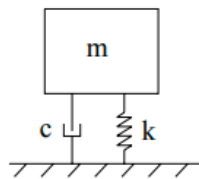


Figura 2.45: Sistema massa mola amortecido com um grau de liberdade
(Carvalho,2002)

$$f_{in}(t) + f_a(t) + f_{el}(t) = f(t) \quad (2.18)$$

sendo $f_{in}(t)$ as forças de inércia, $f_a(t)$ as forças de amortecimento, $f_{el}(t)$ a força restitutiva elástica e $f(t)$ é a força externa representativa da ação dinâmica.

Segundo Soriano (2014), as forças externas podem ser classificadas em harmônicas, periódicas, impulsivas e aperiódicas, como demonstrado na Figura 2.46.

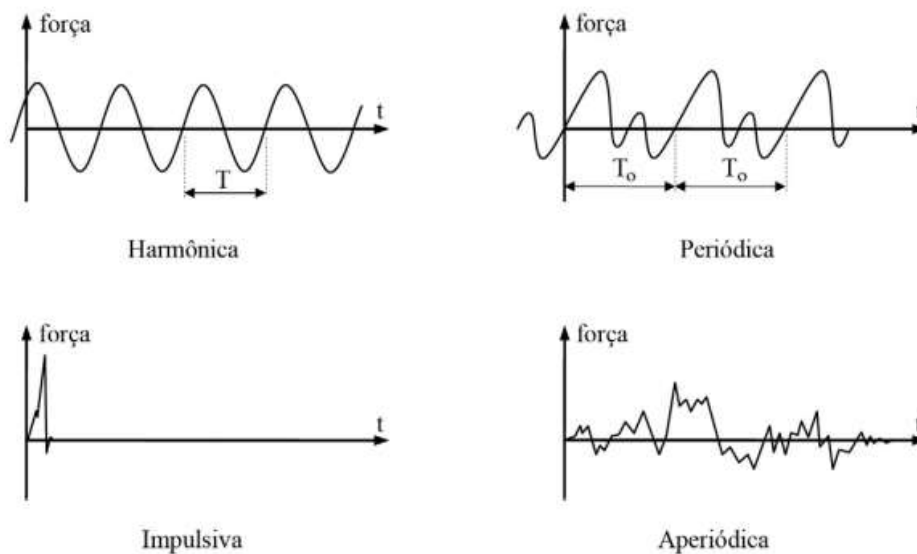


Figura 2.46: Forças dinâmicas

(Adaptado de Soriano,2014)

As harmônicas são representadas por funções seno ou cosseno. As periódicas possuem configurações que se repetem em iguais intervalos de tempo (período). As impulsivas são de grande intensidade e curta duração e as aperiódicas variam de forma aleatória no tempo (Soriano, 2014).

A resposta da equação 2.9 é a determinação da solução do deslocamento, a partir do qual podem ser calculadas as soluções de velocidade e aceleração. Posteriormente, podem ser obtidas as forças elásticas, de amortecimento e de inércia (Soriano, 2014). É importante ressaltar que a análise dinâmica pode ser realizada através do método da superposição modal ou da integração direta, detalhados nos itens a seguir.

2.8.1 Método da superposição modal

Segundo Calenzani (2002), o método da superposição modal pode ser conceituado como uma transformação linear de coordenadas através da matriz modal. Carvalho (2002), por sua vez, explica que, nesse método, deve-se somar as contribuições de cada modo de vibração para obter a resposta dinâmica da estrutura, conforme indicado na equação 2.19:

$$u = \sum \varphi_i y_i \quad (2.19)$$

onde φ_i corresponde a forma da deformada e y_i é a coordenada modal para cada modo i .

A superposição modal é baseada na transformação de coordenadas geométricas em coordenadas generalizadas modais a partir da diagonalização das matrizes de rigidez e de massa globais. Com essa transformação e com o amortecimento proporcional (consideração de que o modelo amortecido tem os mesmos modos de vibração natural de que o modelo não amortecido), obtém-se equações de movimento desacopladas, similares aquelas obtidas para osciladores simples amortecidos (Soriano, 2014).

2.8.2 Método da integração direta

De acordo com Davis (2008) apud Andrade *et al.* (2020), a integração direta das equações do movimento acopladas calcula a resposta dinâmica da estrutura, sem oferecer controle em relação aos modos considerados. Andrade *et al.* (2020) afirma também que, teoricamente, esse método é cientificamente mais preciso para cálculos numéricos, uma vez que com um maior número de modos de vibração presume-se resultados mais realistas. Toledo (1983) complementa afirmando que o termo “direta” é empregado devido ao fato de que nessa técnica não há, a princípio, transformações no sistema de equações de equilíbrio dinâmico.

Segundo Rezende (2015) são vários os métodos de integração direta existentes. Entre eles, pode-se citar o de diferenças centrais e o de Wilson θ . Soriano (2014) corrobora com esse entendimento afirmando que esses métodos podem ser divididos em explícitos (diferença finita central) e implícitos (Newmark, aceleração média e Wilson θ). Mendes (2012) complementa exaltando que nos explícitos, o vetor de deslocamentos u para um instante de tempo t é calculado considerando apenas as características dos instantes anteriores a t , conforme equação 2.20. Já nos implícitos, esse vetor para um instante t depende das características nos instantes anteriores a t assim como das acelerações e velocidades obtidas para esse instante de tempo t (equação 2.21). Nesse trabalho, utilizou-se o método de Newmark, que será detalhado no tópico seguinte.

$$\underline{u}_t = f \left(\underline{u}_{t-\Delta t}, \dot{\underline{u}}_{t-\Delta t}, \ddot{\underline{u}}_{t-\Delta t}, \underline{u}_{t-2\Delta t}, \dot{\underline{u}}_{t-2\Delta t}, \dots \right) \quad (2.20)$$

$$\underline{u}_t = f \left(\dot{\underline{u}}_t, \ddot{\underline{u}}_t, \underline{u}_{t-\Delta t}, \dot{\underline{u}}_{t-\Delta t}, \ddot{\underline{u}}_{t-\Delta t}, \underline{u}_{t-2\Delta t}, \dot{\underline{u}}_{t-2\Delta t}, \dots \right) \quad (2.21)$$

Além disso, Soriano (2014) ressalta que enquanto o método da superposição modal destina-se a análise de comportamento linear e requer a adoção do amortecimento proporcional, a integração direta pode ser utilizada em modelo com comportamento linear e não linear e com ou sem amortecimento proporcional. Esse amortecimento é aplicável em estruturas compostas por um mesmo material e na qual haja uma dissipação de energia uniforme. A matriz de amortecimento global precisa ser construída para as resoluções das equações de movimento por integração direta, o que pode ser feito pelo amortecimento de Rayleigh (detalhado no tópico 2.8.2.2).

2.8.2.1 Método de Newmark

Nesse método, segundo Miranda (2009) são estabelecidos dois parâmetros β e γ , os quais definem a variação da aceleração entre dois passos de tempo e permitem controlar a estabilidade e a precisão. Segundo Ribeiro (2004) para $\gamma \geq 1/2$, esse método torna-se incondicionalmente estável. Além disso, a eficiência máxima em termos de dissipação algorítmica acontece para β calculado conforme equação 2.22.

$$\beta = \left(\gamma + \frac{1}{2} \right)^2 / 4 \quad (2.22)$$

Verifica-se que esse método só exibe precisão de segunda ordem para $\gamma=1/2$, o que corresponde a adotar $\beta=1/4$.

A solução adotada por Newmark, segundo Torii (2012), consiste em discretizar o tempo total da análise na forma:

$$\{t_0, t_1, t_2, \dots, t_{n-1}, t_n\}$$

Onde:

$$t_1 = t_0 + \Delta t$$

$$t_2 = t_1 + \Delta t$$

⋮

$$t_{n-1} = t_{n-2} + \Delta t$$

$$t_n = t_{n-1} + \Delta t$$

sendo Δt o passo de tempo definido antes da análise dinâmica. Segundo Ribeiro (2004), a escolha do incremento de tempo (Δt) é baseada em critérios definidos em ERRI D214/RP9 (2001), que esclarece que pode ser utilizado, para essa variável, o menor valor entre aqueles apresentados pelas equações (2.23) e (2.24).

$$\Delta t = \frac{1}{8 \cdot f_{\text{máx}}} \quad (2.23)$$

$$\Delta t = \frac{L}{4 \cdot n \cdot v_{\text{máx}}} \quad (2.24)$$

Sendo $f_{\text{máx}}$ a frequência de vibração mais elevada a ser considerada, L o comprimento do vão, n o número de modos de vibração que se deseja alcançar na resposta e $v_{\text{máx}}$ a velocidade máxima do trem.

Com isso, devem ser adotados valores para Δt inferiores aqueles encontrados a partir das equações (2.23) e (2.24), levando em consideração também o tempo computacional. Em relação a frequência, segundo o Eurocódigo EN-1990 (2002), deve-se considerado o maior valor entre: i) 30 Hz; ii) 1,5 vezes a frequência do primeiro modo de vibração do elemento estrutural e iii) frequência do terceiro modo de vibração.

Torii (2012) ressalta que após a definição de Δt e discretização do tempo total, a solução aproximada é então avaliada nos tempos t_i . Em outras palavras, busca-se determinar os valores de deslocamentos e das acelerações.

$$u_0, u_1, u_2, \dots, u_{n-1}, u_n$$

$$\ddot{u}_0, \ddot{u}_1, \ddot{u}_2, \dots, \ddot{u}_{n-1}, \ddot{u}_n$$

Sendo que os índices (0,1,2,...,n-1,n) mostram o tempo no qual os deslocamentos e acelerações são avaliadas.

Rescrevendo a equação 2.9 para o método implícito de Newmark, tem-se (Gatti,2006):

$$M \cdot \ddot{u}_{t+1} + C \cdot \dot{u}_{t+1} + K \cdot u_{t+1} = F_{t+1} \quad (2.25)$$

2.8.2.2 Amortecimento de Rayleigh

No amortecimento de Rayleigh, são definidas uma razão de amortecimento (ξ), relacionada a uma condição crítica de amortecimento, cujos valores estão disponíveis na literatura e em códigos normativos de projeto, e duas frequências naturais (ω_1 e ω_2). Segundo Soriano (2014), recomenda-se o estabelecimento do amortecimento para o primeiro modo de vibração e para um modo de frequência mais alta com participação relevante na resposta. Com esses valores, são obtidos os amortecimentos alfa e beta e, posteriormente, o amortecimento total, conforme Figura 2.47.

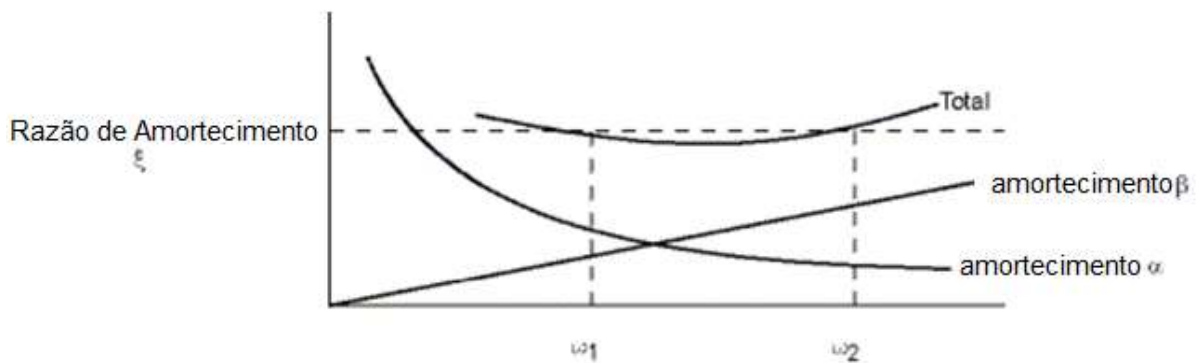


Figura 2.47: Amortecimento Rayleigh

(Adaptado de Ansys)

2.8.3 Carregamento por cargas móveis

O carregamento por cargas móveis apresenta como vantagem uma maior facilidade de utilização, uma vez que não requer a modelação do veículo com suas respectivas propriedades sobre a estrutura. Além disso, o tempo computacional gasto é reduzido com o seu emprego. Na sua utilização, os trens são considerados como um conjunto de cargas móveis com valores constantes e iguais às cargas estáticas por eixo. Essa metodologia, entretanto, não considera a

massa do trem e inviabiliza a avaliação da aceleração dentro do trem, diferentemente do que ocorre na utilização da abordagem de interação trem-estrutura (Albuquerque,2008).

No método de interação veículo-estrutura, a análise não se restringe a resposta da ponte, considerando também um sistema que compreende a ponte e o trem por meio de dois modelos diferentes os quais interagem entre si (Martins, 2020).

2.9 Metodologia Global-Local

2.9.1 Aspectos gerais

A análise de problemas envolvendo singularidades, muitas vezes, gera a necessidade de um refinamento na malha, por exemplo no estudo de uma placa com furo ou quando se trata da presença de uma trinca. Com esse refinamento, há um aumento no número de graus de liberdade e uma conseqüente elevação do custo computacional. As metodologias globais-locais surgem então como uma alternativa na solução desse tipo de adversidade (Novelli, 2019).

Estudos baseados na metodologia global-local consistem em avaliar, de forma detalhada (localmente), regiões de um modelo global, que retrata todo o objeto em estudo. Dessa maneira, tem-se um modelo para analisar o comportamento da estrutura de uma forma geral, integrada (global), que possui uma malha relativamente grosseira, e outro modelo para estudar uma sub-região de interesse (local), com malha refinada (Li *et al.*, 2009). A Figura 2.48 exemplifica uma análise global-local desenvolvida por Leite *et al.* (2018), na qual tem-se o modelo global de uma ponte metálica elaborado com elementos de viga e o modelo local com elementos sólidos.

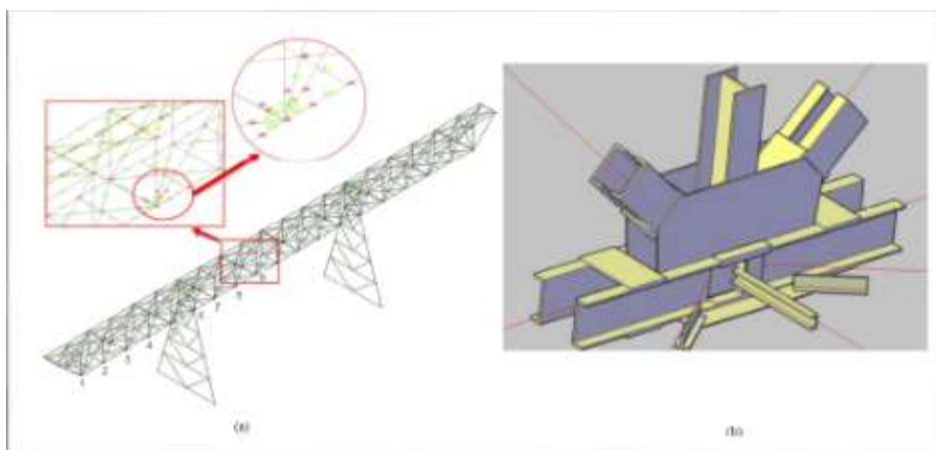


Figura 2.48: (a) Modelo global de uma ponte metálica (b) Modelo local

(Leite *et al.*,2018)

Os resultados obtidos no modelo global são aplicados na fronteira como condições de contorno no modelo local. Segundo Teixeira (2015), a análise global objetiva analisar o comportamento relacionado aos fenômenos importantes que ocorrem considerando toda a estrutura enquanto a análise local se ocupa de investigar o processo de degradação na região associada ao desenvolvimento da fadiga. Para Ransom e Knight (1989), uma análise global-local eficiente deve apresentar como componentes principais: a) adequada análise global; b) estratégias na definição da região crítica; c) procedimento para a identificação das condições de contorno na fronteira e d) adequada análise local. Além disso, segundo Viana (2018), a submodelagem baseia-se no princípio de St. Venant, segundo o qual o campo de tensões em regiões distantes do local de concentração de tensões pode ser substituído por deslocamentos equivalentes. Essa técnica baseada na interpolação de deslocamentos tem seus componentes fundamentais representados na Figura 2.49.

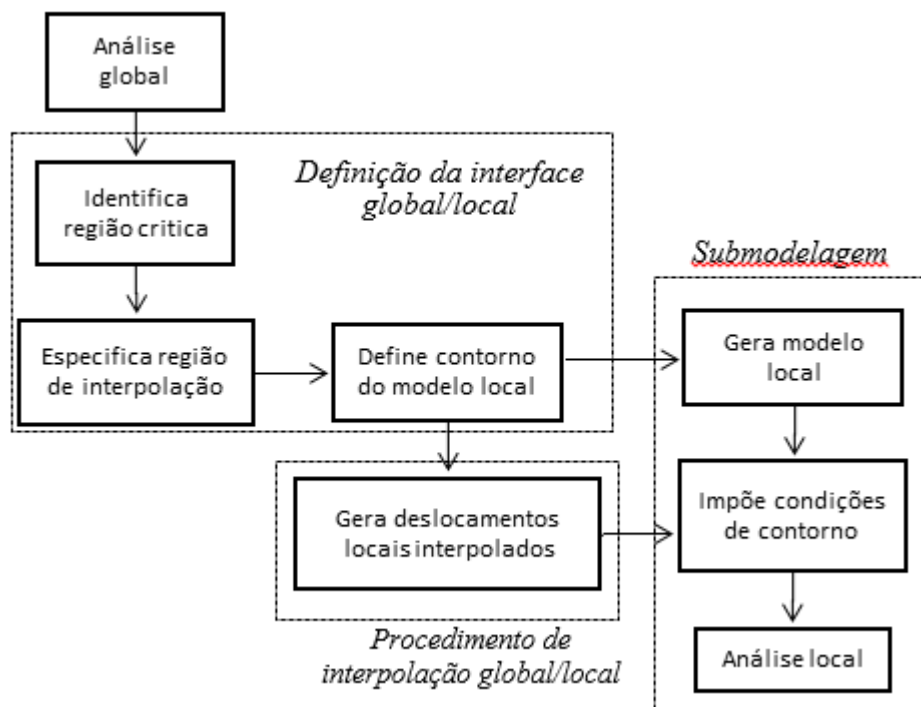


Figura 2.49: Fluxograma para submodelagem

(Adaptado de KNIGHT; RANSON, 1991)

É importante ressaltar que softwares de elementos finitos apresentam recursos de submodelagem, que podem ser baseados tanto na interpolação de deslocamento quanto de forças. Segundo Rantalainen (2012), para a interpolação dos deslocamentos, o programa computacional identifica, no modelo global, a região de interpolação e o procedimento é

executado em cada incremento de tempo utilizando funções de formas dos elementos para a imposição de translações e/ou rotações nos nós da interface do modelo local.

Viana (2018) enumera algumas vantagens e desvantagens da utilização da submodelagem. Entre os aspectos positivos, têm-se a possibilidade de testar diferentes geometrias na região do modelo local e a diminuição da necessidade de regiões complexas de transição em elementos sólidos. Como características negativas, a autora ressalta a indispensabilidade de as fronteiras estarem localizadas longe o suficiente da região de concentração de tensões e a limitação da técnica para utilização somente em modelos de cascas e sólidos. É importante mencionar que nos casos em que o modelo global é desenvolvido utilizando elementos de casca e o modelo local com elementos sólidos, deve-se posicionar o plano médio do submodelo próximo aos elementos de casca do modelo completo.

Nesse contexto, Teixeira (2015) realizou uma pesquisa para análise da fadiga em detalhes rebitados de pontes ferroviárias de aço, utilizando métodos de análise global-local. Para isso, o modelo, em nível global, foi desenvolvido com elementos de viga objetivando analisar os membros da treliça mais sensíveis ao dano por fadiga. Já nos submodelos, adotou-se elementos sólidos e altas densidades de malha para investigar as ligações consideradas críticas no estudo global. A Figura 2.50 (a) ilustra o modelo global da ponte em estudo e na (b) tem-se uma vista geral de uma das ligações críticas modelada pelo autor com sua respectiva malha.

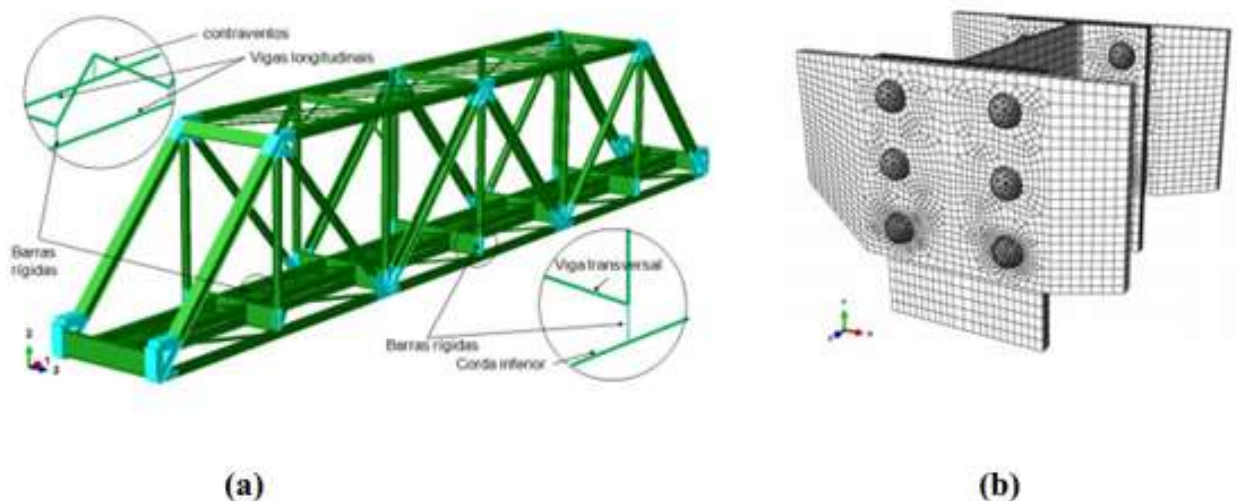


Figura 2.50: (a) Modelo global da ponte (b) vista geral do submodelo com malha
(Teixeira, 2015)

Alencar *et al.* (2018) investigaram o desempenho a fadiga de um detalhe de uma ponte ferroviária de aço e concreto. Os autores desenvolverem o modelo global com elementos *shell*

181, conforme Figura 2.51 (a) e o submodelo com elementos sólidos para investigar dois pontos sujeitos a concentração de tensões estruturais (HS1 e HS2), representados na Figura 2.51 (b).

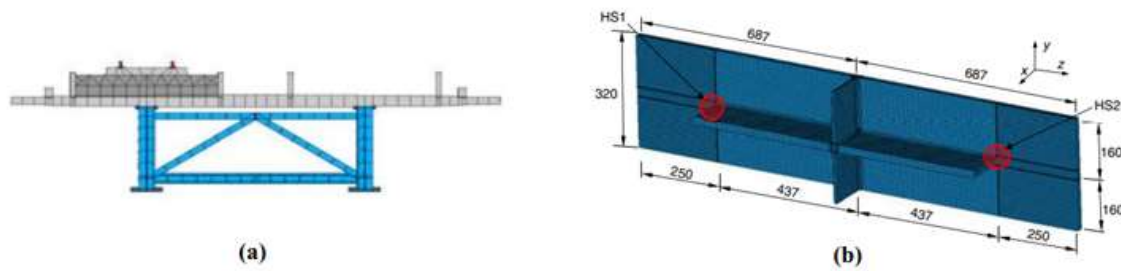


Figura 2.51: Ponte ferroviária (a) Modelo global-seção transversal (b) submodelo – Dimensões em milímetros

(Alencar *et al.*, 2018)

Liu *et al.* (2018) propôs uma abordagem global-local para analisar a vida útil à fadiga da ponte histórica rebitada Hercílio Luz, localizada em Florianópolis. Para isso, utilizou como parâmetro deformações locais e o método linear de Palmgren-Miner. Os autores criaram o modelo global de elementos finitos utilizando elementos de viga e o submodelo local foi criado separadamente por meio de elementos sólidos, conforme ilustrado na Figura 2.52. Em outras palavras, buscou-se a obtenção de informações de fronteira (deslocamentos e rotações ou forças e momentos) que foram atribuídas aos nós pilotos no modelo sólido refinado local para capturar informações detalhadas. Por meio da técnica *coupling multi-point*, tem-se o acoplamento entre o nó piloto e os nós escravos de maneira a permitir a compatibilidade de deslocamentos e o equilíbrio de tensões.

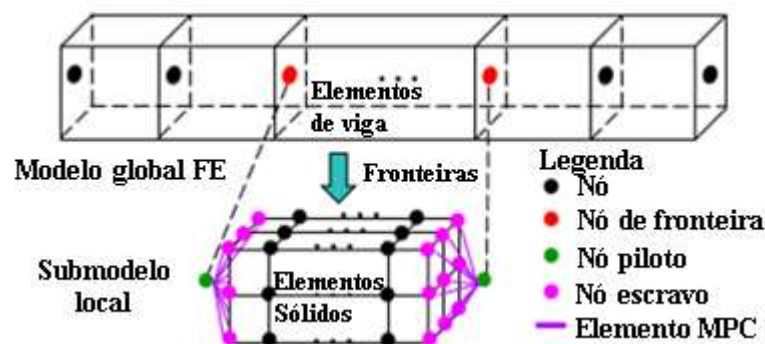


Figura 2.52: Modelo global e submodelo local

(Adaptado de Liu *et al.*, 2018)

A Figura 2.53 ilustra o modelo global da ponte em estudo, criado no software ANSYS, assim como o submodelo sólido do detalhe da estrutura definido como crítico.

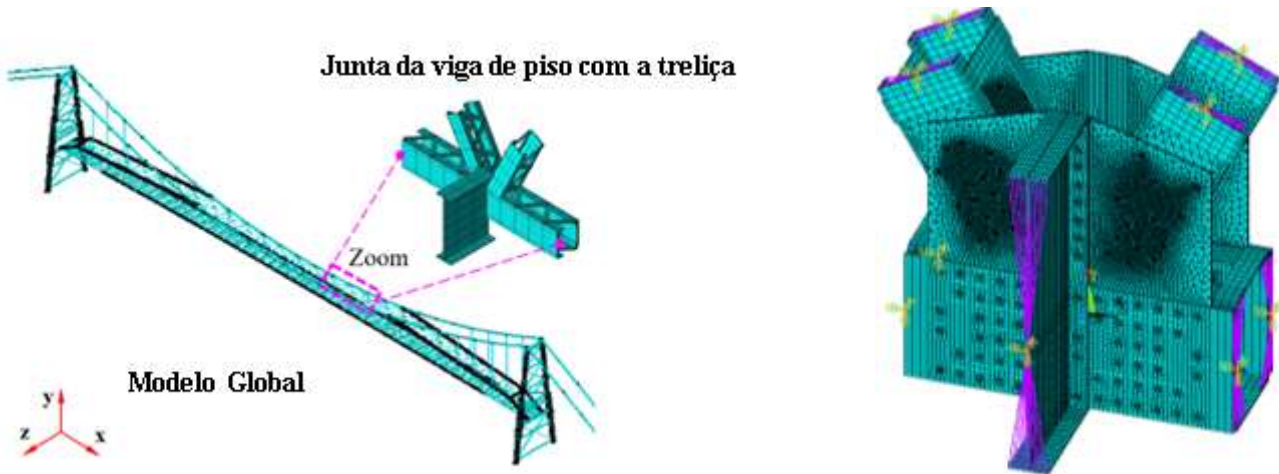


Figura 2.53: Modelos de elementos finitos da ponte em estudo

(Adaptado de Liu *et al.*, 2018)

Análises dinâmicas transientes foram realizadas no modelo global e as respostas obtidas em cada etapa foram introduzidas no modelo local como restrições. A Figura 2.54 apresenta o histórico de deformação das juntas localizadas no piso da viga em conexão com a treliça. De acordo com essa figura, percebe-se que a articulação L17 pode ser mais susceptível aos danos causados por fadiga, uma vez que apresenta a maior variação de tensão.

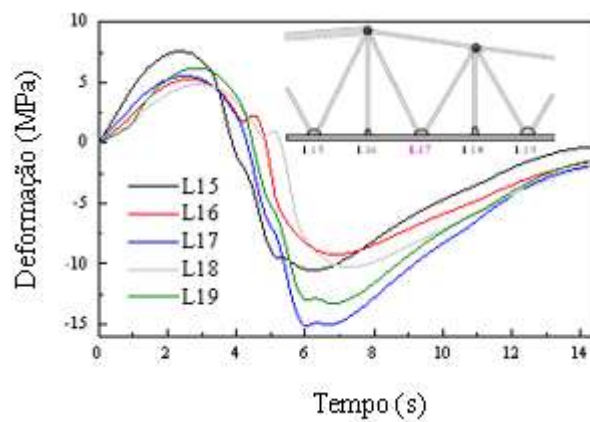


Figura 2.54: Histórico de deformação das juntas de piso viga-treliça

(Liu *et al.*, 2018)

Segundo os autores, o somatório dos danos referentes a cada solicitação da estrutura, considerando a amplitude variável devido às cargas reais de tráfego pode ser calculado pela Equação 2.26, com base na regra de Palmgren-Miner.

$$D = ADTT \cdot \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_{f,i}} \quad (2.26)$$

onde ADTT é o tráfego médio diário de caminhões, obtido a partir de estatísticas de tráfego em campo; n_i é o número de ciclos sob uma determinada faixa de tensões e $N_{f,i}$ é o número de ciclos até a falha naquela faixa de tensão.

Dessa maneira, a vida à fadiga dos locais em estudo com base no tipo de caminhão testado pode ser expressa como $1/D$. No estudo apresentado, a vida útil calculada ficou em torno de 50 anos.

2.10 Reforço em Estruturas de Aço

Os estudos presentes na literatura que abrangem a utilização de reforço com FRP em estruturas de aço são bastante limitados, no entanto, podem-se destacar algumas pesquisas. Bassetti *et al.* (1999) testaram vigas extraídas de uma ponte desmontada na Suíça sob carga de fadiga objetivando obter sua vida útil residual e reforçaram três dessas vigas com CFRP (polímero reforçado com fibra de carbono) pré-tensionado para verificar a eficiência dessa reparação. Como resultado, os autores perceberam que as vigas não reparadas apresentaram trincas exclusivamente junto aos furos das ligações rebitadas. Além disso, observaram que a técnica utilizada melhorou significativamente a vida à fadiga das estruturas testadas sendo capaz de paralisar a propagação de trincas, conforme Figura 2.55, que ilustra os resultados de três vigas reforçadas assim como de quatro vigas não reparadas.

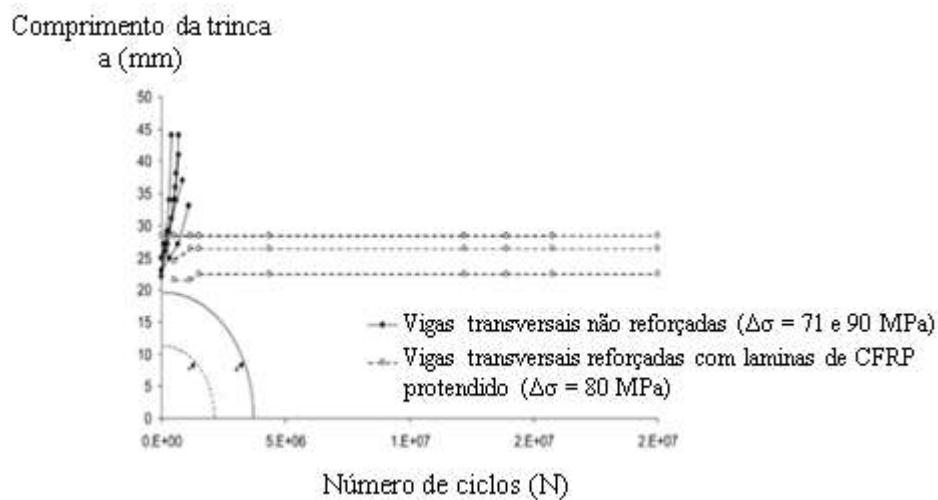


Figura 2.55: Comprimento da trinca versus número de ciclos de amostras reparadas e não reparadas
 (Adaptado de Bassetti *et. al*,1999)

No mesmo sentido, Tavakkolizadeh e Saadatmanesh (2003) promoveram testes em 21 vigas de aço submetidas a solicitações cíclicas para verificar a eficiência do CFRP. As amostras reforçadas assim como aquelas que não sofreram reparação foram testadas usando a flexão de

quatro pontos, com frequência de carregamento entre 5 e 10 Hz. As diferentes faixas de tensão analisadas e os resultados obtidos para os dois grupos de amostra estão apresentados na Figura 2.56, na qual pode-se observar um aumento do número de ciclos, tanto para a iniciação da trinca quanto para a falha, após a inserção do CFRP. Além disso, os autores fizeram uma comparação com os limites de resistência à fadiga apresentados na *American Asssocation of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO, 2000), identificando uma evidente melhora da vida em fadiga com a introdução do compósito, alterando o detalhe da categoria D para a categoria C, conforme ilustrado na Figura 2.57.

Faixa de tensão (MPa)	Iniciação de trinca por fadiga			Falha		
	Não reparado	Reparado	Razão	Não reparado	Reparado	Razão
207	69,760	152,414	2.2	119,140	379,824	3.2
241	32,495	92,687	2.9	71,278	241,965	3.4
276	14,511	35,966	2.5	35,710	105,345	3.0
310	10,019	21,655	2.2	30,216	75,910	2.5
345	7,606	16,786	2.2	19,068	54,300	2.8
379	-----	7,146	-----	-----	35,356	-----

Figura 2.56: Número de ciclos para iniciação da trinca e falha de vigas reforçadas e não reforçadas

(Adaptado de Tavakkolizadeh e Saadatmanesh, 2003)

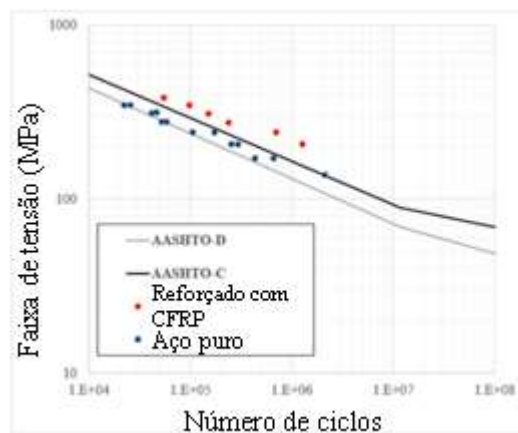


Figura 2.57: Resultados obtidos para as vigas reforçadas e não reforçadas e comparação com as curvas AASHTO

(Adaptado de Tavakkolizadeh e Saadatmanesh, 2003)

Liu *et al.* (2009) investigaram experimentalmente amostras com orifícios centrais reforçadas com CFRP, sendo algumas unidades reforçadas dos dois lados e outras em apenas um lado, como representado na Figura 2.58. O reforço foi aplicado em diferentes configurações, ilustradas na Figura 2.59, mostrando que a introdução do polímero tem efeito significativo no prolongamento da vida útil de fadiga.

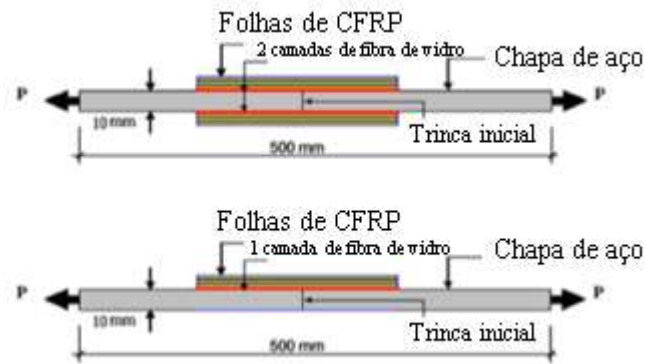


Figura 2.58: Configuração de CFRP de um e dois lados

(Liu *et al.*, 2009)

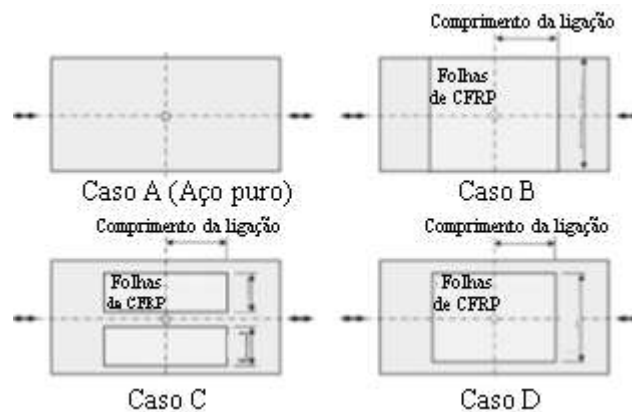


Figura 2.59: Configuração de CFRP

(Liu *et al.*, 2009)

Os resultados alcançados pelos autores mostraram que a configuração mais eficiente está retratada no caso B para a configuração de acréscimo de reforço nos dois lados, alcançado um aumento da resistência à fadiga.

Wang *et al.* (2016) também testaram amostras com furos centrais, além de outras com fissuras nas bordas utilizando diferentes configurações de CFRP, consoante Figura 2.60. Os resultados demonstraram que a vida em fadiga pode ser prolongada de maneira significativa com os reforços de CFRP, sendo a C1 a melhor configuração para as amostras com orifício central e E2 a melhor entre as amostras com fissuras nos extremos.



Figura 2.60: Configurações de CFRP em chapas de aço com furos centrais e fissuras nas bordas

(Adaptado de Wang *et al.*, 2016)

Ghafoori *et al.* (2016) realizaram testes em quatro vigas de aço com dois pequenos orifícios de diâmetro igual a 3 mm no flange inferior, os quais tinham como objetivo criar uma zona de concentração de tensão. O protótipo das vigas estudadas está retratado na Figura 2.61. Três vigas foram reforçadas com diferentes tipos de CFRP:

- CFRP de módulo normal - NM (módulo de elasticidade igual a 159 GPa)
- CFRP de alto módulo- HM (módulo de elasticidade igual a 220 GPa)
- CFRP de módulo ultra-alto- UHM (módulo de elasticidade igual a 440 GPa)

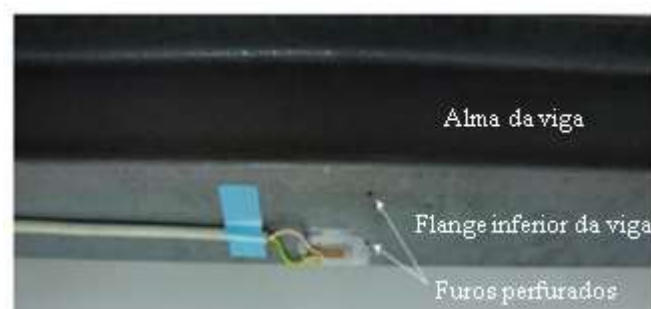


Figura 2.61: Furos no flange inferior da viga

(Ghafoori *et al.*, 2016)

Os autores tinham como finalidade principal impedir o início da propagação da trinca. Sendo assim, no momento em que o defeito era detectado, considerava-se a falha da amostra. A inserção de reforço do tipo HM e UHM fez com que as vigas não apresentassem trincas até

2000 ciclos. Já com o emprego de CFRP do tipo NM, observou-se a falha após 1705 ciclos, o que representa 3,8 vezes a vida útil de fadiga da amostra sem reforço. A Figura 2.62 sintetiza os resultados obtidos no estudo.

Espécime	Esquema de modernização	Tipo de CFRP	Ciclos até a falha	Modo de falha
B0	Referência	-	448 k	rachadura
B1	Conectado	NM	1,705 k	rachadura
B2	Conectado	HM	2,00 k	esgotamento
B3	Conectado	UHM	2,00 k	esgotamento

Figura 2.62: Teste de fadiga em vigas de aço reforçadas com CFRP

(Adaptado de Ghafoori *et al.*, 2016)

Zhao e Zhang (2007) forneceram uma revisão de estudos presentes na literatura acerca de Estruturas de Aço reforçadas com FRP. Os autores categorizaram os métodos de ligação entre FRP e aço em quatro tipos, considerando os testes realizados por diversos pesquisadores para análises variadas.

No tipo 1, estudado por Nozaka *et al.* (2005) e ilustrado na Figura 2.63, o carregamento é aplicado indiretamente ao FRP e à placa de aço em uma viga. Esse método envolve uma placa de aço parafusada ao flange de tração da viga e é mais adequado, segundo os autores, para desenvolver um modelo de ligação para vigas de seção I reforçadas pelo CFRP.

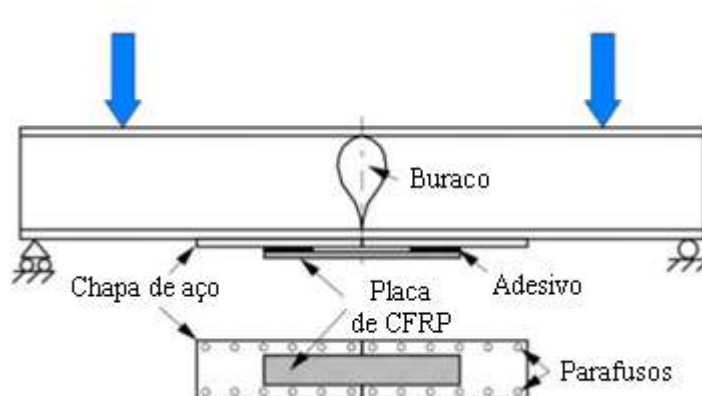


Figura 2.63: Tipo 1: carregamento aplicado indiretamente ao FRP e à placa de aço

(Nozaka *et al.*, 2005)

O tipo 2 analisado por Miller *et al.* (2001) é mostrado na Figura 2.64. Nesse caso, a força é transferida do elemento de aço para as placas de reforço.

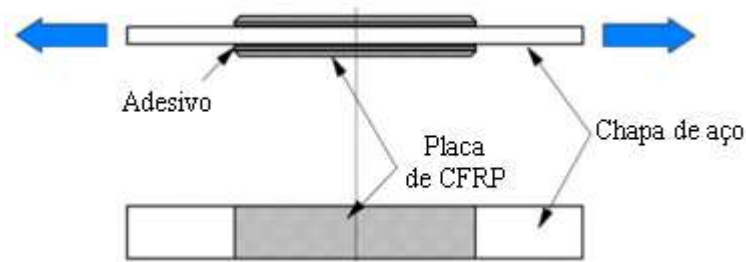


Figura 2.64: Tipo 2: carregamento aplicado diretamente à placa de aço, sem folga
(Adaptado de Miller *et al.*, 2001)

Juntas de cinto dupla são frequentemente empregadas nos testes do Tipo 3, estudado por Schnerch *et al.* (1892), Fawzia *et al.* (2005) e Colombi e Poggi (2006). Para esse método, o carregamento também é aplicado diretamente ao elemento de aço, porém com uma folga, conforme representação na Figura 2.65.

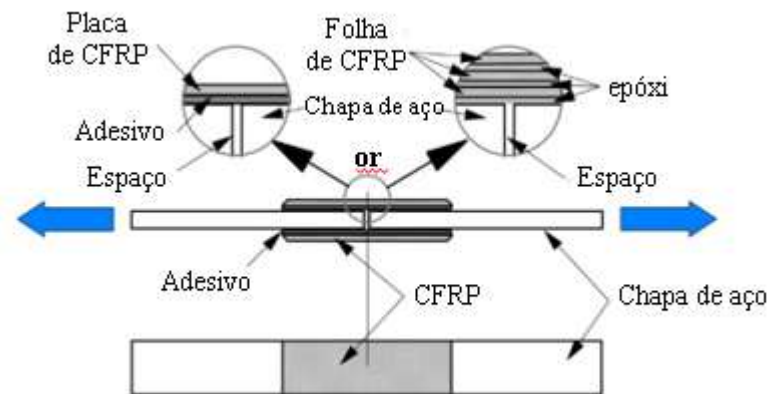


Figura 2.65: Tipo 3: carregamento aplicado diretamente à placa de aço, com folga
(Adaptado de Schnerch *et. al*, 1892; Fawzia *et. al*, 2005 e Colombi e Poggi, 2006)

Em relação aos testes do Tipo 4, a força de tração é aplicada em placas de FRP. Na configuração mostrada na Figura 2.66, adotada por Xia *et al.* (2005) são possíveis o monitoramento e a inspeção do processo de falha, uma vez que apenas um caminho para a descolagem é possível.

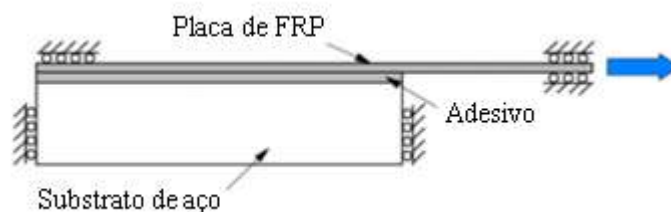


Figura 2.66: Tipo 4: carregamento aplicado diretamente ao FRP

(Adaptado de Xia *et al.*, 2005)

Zhao e Zhang (2007) também listaram os possíveis modos de falha em um sistema aço-FRP submetidos a uma força de tração, sendo eles:

- a) Falha da interface aço-adesivo
- (b) Falha coesiva (falha da camada adesiva)
- (c) Falha da interface FRP- adesivo
- (d) delaminação FRP (separação de algumas fibras de carbono da matriz de resina)
- (e) Ruptura do FRP
- (f) Escoamento do aço

Na Figura 2.67 é apresentada uma visão esquemática dos modos de falha supracitados.

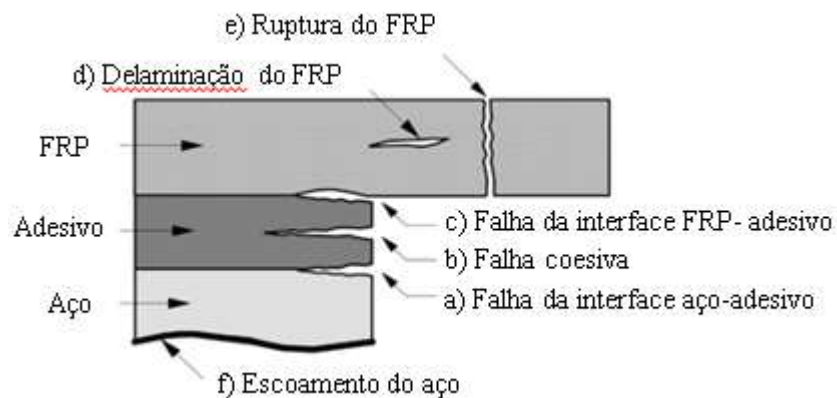


Figura 2.67: Modos de falha sistema aço-FRP

(Adaptado de Zhao e Zhang, 2006)

Hu *et al.* (2017) apresentou um mecanismo de reforço de FRP em peças de aço sem e com trincas. O primeiro caso está ilustrado na Figura 2.68 e o segundo na Figura 2.69.

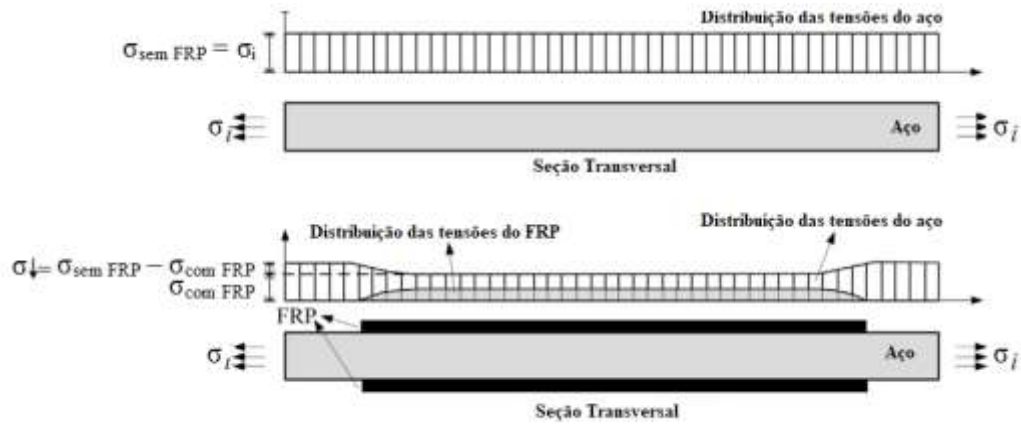


Figura 2.68: Funcionamento do FRP para reduzir tensão em aço sem trinca
(Adaptado de Hu *et al*, 2017)

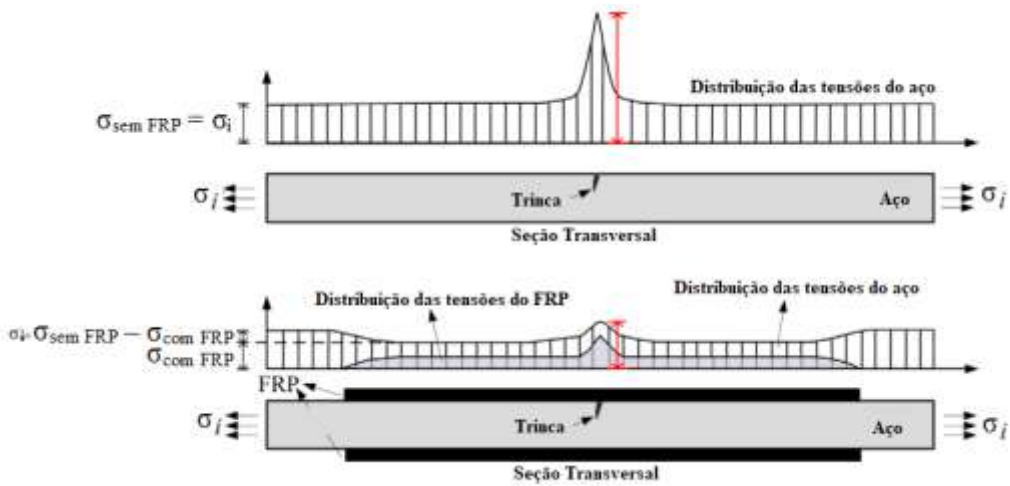


Figura 2.69: Funcionamento do FRP para reduzir tensão em aço com trinca
(Adaptado de Hu *et al*, 2017)

Além disso, o autor apresenta equações para o cálculo das tensões nas estruturas reforçadas com FRP, considerando o aço sem e com trinca. Para o primeiro caso, no qual não há a presença de trincas, tem-se as equações 2.27 a 2.30. Entre elas, as equações 2.27 e 2.29 são utilizadas para aplicação de reforço simples, ilustrado na Figura 2.70a e as equações (2.28) e (2.30) são utilizadas em reforços duplos, demonstrado na Figura 2.70b.

$$\sigma_{comFRP} = \sigma_{semFRP} * \frac{1}{1 + \left(\frac{E_c}{E_s}\right) \left(\frac{b_c}{b_s}\right) \left(\frac{t_c}{t_s}\right)} \quad (2.27)$$

$$\sigma_{comFRP} = \sigma_{semFRP} * \frac{1}{1 + 2 * \left(\frac{E_c}{E_s}\right) \left(\frac{b_c}{b_s}\right) \left(\frac{t_c}{t_s}\right)} \quad (2.28)$$

$$\sigma_{comFRP} = \sigma_{semFRP} * \frac{1}{1 + \left(\frac{E_f}{E_s}\right) \left(\frac{b_f}{b_s}\right) \left(\frac{t_f}{t_s}\right)} \quad (2.29)$$

$$\sigma_{comFRP} = \sigma_{semFRP} * \frac{1}{1 + 2 * \left(\frac{E_f}{E_s}\right) \left(\frac{b_f}{b_s}\right) \left(\frac{t_f}{t_s}\right)} \quad (2.30)$$

Sendo σ a tensão nominal, E o módulo de elasticidade, b, a largura, t a espessura, c o índice que denota o conjunto FRP e adesivo, s o aço e f a fibra de FRP.



Figura 2.70: Aplicação do FRP considerando reforço (a) simples e (b) duplo

(Mendes, 2019)

Para peças com a presença de trincas, as equações estão mostradas abaixo.

$$\sigma_{comFRP} = \sigma_{semFRP} * \frac{E_s t_s (b_s - 2a)}{E_s t_s (b_s - 2a) + E_c t_c b_c} \quad (2.31)$$

$$\sigma_{comFRP} = \sigma_{semFRP} * \frac{E_s t_s (b_s - 2a)}{E_s t_s (b_s - 2a) + 2E_c t_c b_c} \quad (2.32)$$

sendo que a corresponde a metade do comprimento da trinca.

Esses autores apresentaram também uma tabela de classificação após o fortalecimento com FRP, considerando uma homogeneização entre os materiais (FRP + aço). Essa tabela, que tem um fragmento ilustrado na Figura 2.71, mostra a definição de alguns detalhes estruturais reforçados e a categoria de detalhe correspondente (SDC). O grau 2 evidenciado na tabela está associado aos detalhes que não passaram por testes experimentais de fadiga.


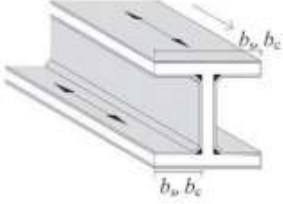
Detalhe estrutural	Reforço	Descrição	S _{DC}	Grau
1. Partes não soldadas de um componente		Produtos laminados ou extrudados, componentes com arestas maquinadas, seção oca sem costura	160	2
		Corte a gás da máquina ou material cortado com curativo subsequente, sem fendas nem imperfeições visíveis	140	
		Arestas cortadas termicamente da máquina, cantos removidos, sem fendas visíveis	125	
		Arestas cortadas termicamente manualmente, livres de fendas e entalhes severos	100	
		Arestas cortadas termicamente manualmente, sem controlo, com um entalhe acima de 0,5 mm	80	
3. Soldas longitudinais sujeitas a carga		Junta em K soldada continuamente com penetração total sem posições de início/fim (com base na faixa de tensão no banzo) NDT	125	2
		Soldadura contínua de filete de dupla face longitudinal automática sem posições de parada / partida (com base na faixa de tensão no banzo)	112	
		Filete longitudinal contínuo manual ou soldadura de topo (com base na faixa de tensão no banzo)	90	

Figura 2.71: Exemplos de detalhes estruturais e S_{DC}

(Hu et al., 2017 apud Martins, 2020)

Mohabeddine *et al.* (2022) estudaram a previsão da vida em fadiga de detalhes estruturais metálicos reforçados com CFRP (polímeros reforçados com fibra de carbono). Os autores utilizaram dados experimentais disponíveis na literatura considerando placas de alumínio com furo central e reforço dos dois lados da amostra com folhas de CFRP. Como conclusão percebeu-se que a aplicação de reforço em detalhes estruturais metálicos aumenta a vida à fadiga em uma proporção constante que depende principalmente da rigidez do compósito a ser utilizado como reforço. No entanto, a taxa de aumento dessa vida tende a diminuir à medida que o nível de tensão aumenta, conforme ilustrado na Figura 2.72. Isso é explicado pelo fato de

o material utilizado como reforço sofrer degradação por fadiga em níveis mais elevados de tensão.

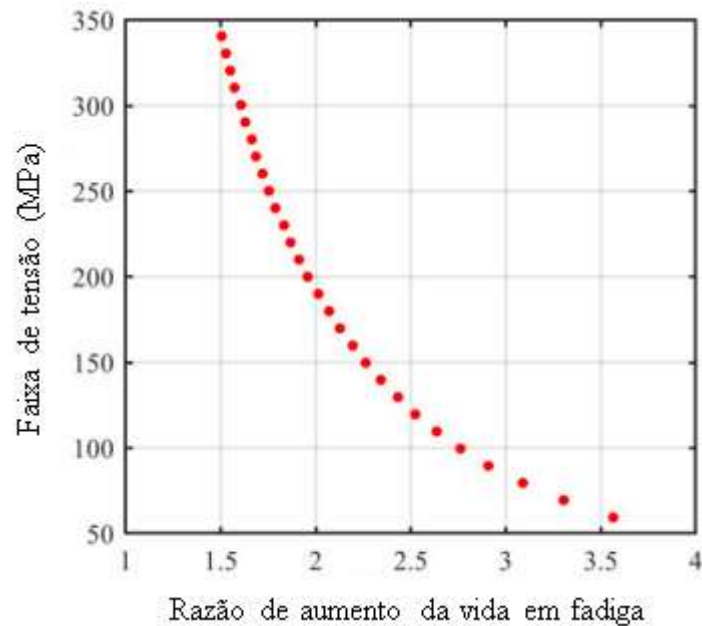


Figura 2.72: Razão de aumento da vida em fadiga x faixa de tensão

(Mohabeddine *et al.*, 2022)

Mohabeddine *et al.* (2023) fizeram um estudo para caracterizar as juntas adesivas duplas de CFRP/aço. Os autores realizaram análises experimentais e numéricas nessas juntas variando diversos parâmetros, como tipo de adesivo, espessura do aço, módulo e comprimento do reforço, espessura de adesivo e preparação da superfície. Como resultado, eles perceberam, entre outros aspectos, que as juntas com adesivos resistentes alcançam resistência maior do que aquelas desenvolvidas com adesivos frágeis, conforme ilustrado na Figura 2.73, sendo AW e AR adesivos dúcteis e SK30 e S&P adesivos frágeis, e que para essas juntas dúcteis, um aumento na espessura do adesivo está associado a uma diminuição da resistência.

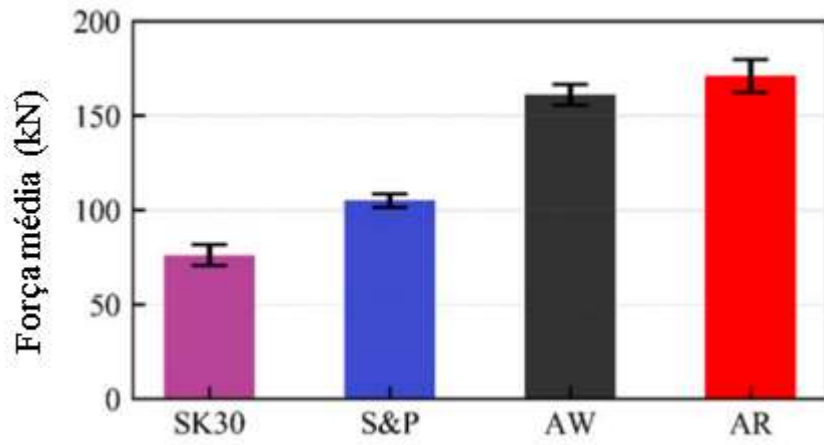


Figura 2.73: Efeito do tipo de adesivo na resistência
(Mohabeddine *et al.*, 2023)

3 METODOLOGIA

3.1 Descrição da Ponte de Eastingdon

Para desenvolvimento de uma metodologia e, conseguinte, determinação da vida útil foi escolhida como estudo de caso a Ponte de Eastingdon, situada em Stonehouse, Gloucestershire no Reino Unido. Essa estrutura em aço, ilustrada na Figura 3.1, apresenta um comprimento de 25,30 metros, com um vão efetivo de 22 metros. A estrutura em questão foi escolhida por estar presente em uma sequência de pesquisas desenvolvidas no âmbito do Projeto de Pesquisa Europeu “FiberBridge” e H2020 In2Track2 (2020), que tem por objetivo elaborar uma metodologia completa para o reforço de estruturas de pontes em aço com FRPs, contemplando desde a avaliação da vida residual até a determinação do acréscimo da vida útil a partir da instalação do reforço.



Figura 3.1: Ponte de Eastingdon
(Rali, 2017 apud Martins, 2020)

A ponte é composta por duas vias férreas e possui passeio para pedestres de ambos os lados, conforme Figura 3.2. A data original de sua construção não foi localizada na literatura, mas sabe-se que alterações significativas na estrutura foram realizadas em 1973 (Mendes, 2019).

Essa ponte, construída com aço S265, apresenta uma estrutura do tipo grelha, como mostrado na Figura 3.3. Ela é formada por três longarinas conectadas por vigas transversais espaçadas de 0,60m. As longarinas são formadas por caixões e estão apoiadas nos aparelhos de apoio. As vigas transversais são constituídas por uma seção do tipo “T” invertido.



Figura 3.2: Vias férreas – vista superior do tabuleiro
(Rali, 2017 apud Martins, 2020)



Figura 3.3: Vista inferior do tabuleiro
(Rali, 2017 apud Martins, 2020)

A ponte foi reforçada com placas de aço no banzo superior e inferior na seção no meio do vão. Esse reforço é apresentado na Figura 3.4 para as longarinas laterais e na Figura 3.5 para a longarina central. Além disso, a Figura 3.6 mostra que, em certo ponto, a chapa de pavimento soldada separa-se da seção “T” invertido, provocando uma alteração na seção.

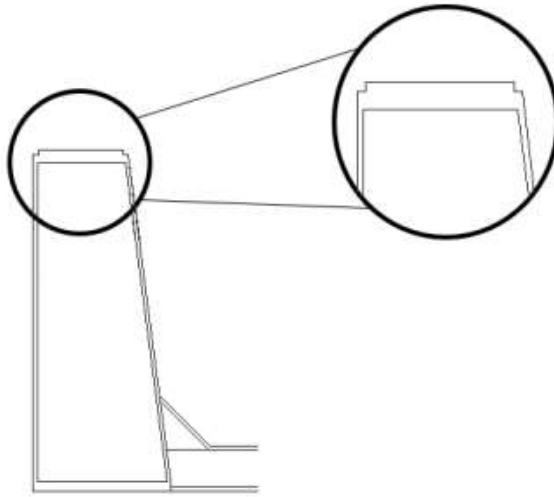


Figura 3.4: Reforço estrutural nas longarinas laterais
(Mendes, 2019)

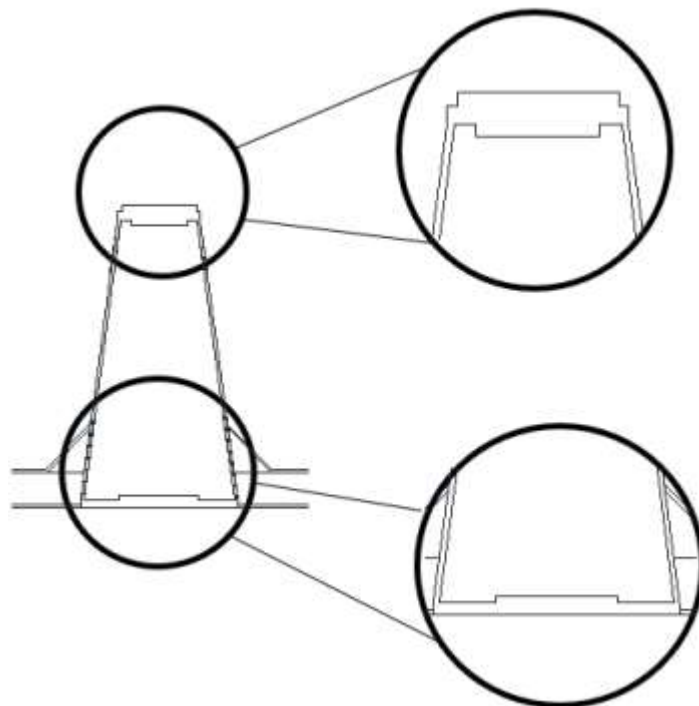


Figura 3.5: Reforço estrutural na longarina central
(Mendes, 2019)

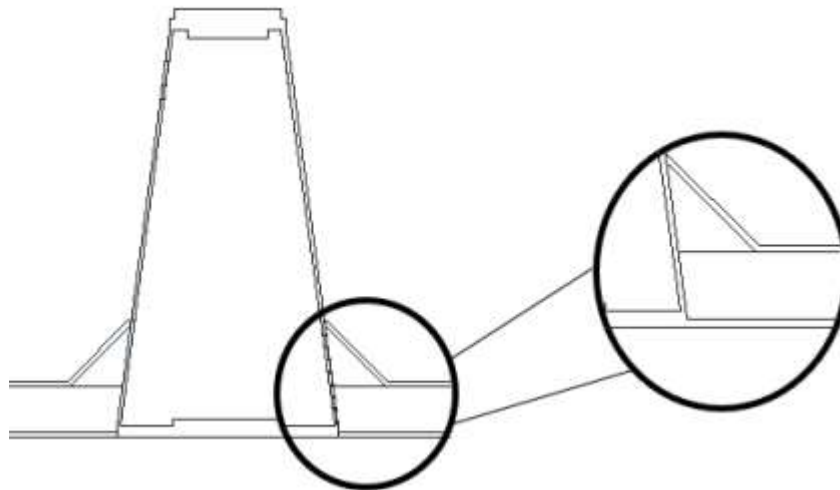


Figura 3.6: Separação da chapa soldada da seção “T” invertido

(Mendes, 2019)

O estudo dessa ponte tornou-se ainda mais necessário pela existência da Ponte do rio Tone, localizada na região de Athelney, Somerset, no Reino Unido. De acordo com perícias técnicas (Network Rail, 2012 apud Mendes, 2019), essa ponte, mostrada na Figura 3.7, encontra-se em um estado avançado de degradação, sendo possível observar trincas nas vigas transversais e de corrosão dos elementos metálicos. A ponte do Rio Tone pertence a mesma rede ferroviária britânica da ponte Eastingdon, além de ambas possuírem seção transversal e longitudinal idênticas e estarem sujeitas ao mesmo tipo de carregamento. Na Figura 3.8 é apresentada uma trinca de fadiga, sendo o dano observado na parte inferior do tabuleiro (a) assim como uma ilustração representativa dessa fenda (b). Dessa maneira, a análise da ponte Eastingdon será feita nesse mesmo detalhe estrutural representado na Fig.3.8b, com o objetivo de estimar a vida útil dessa estrutura.



Figura 3.7: Ponte Ferroviária do rio Tone

(Network Rail, 2012 apud Mendes, 2019)

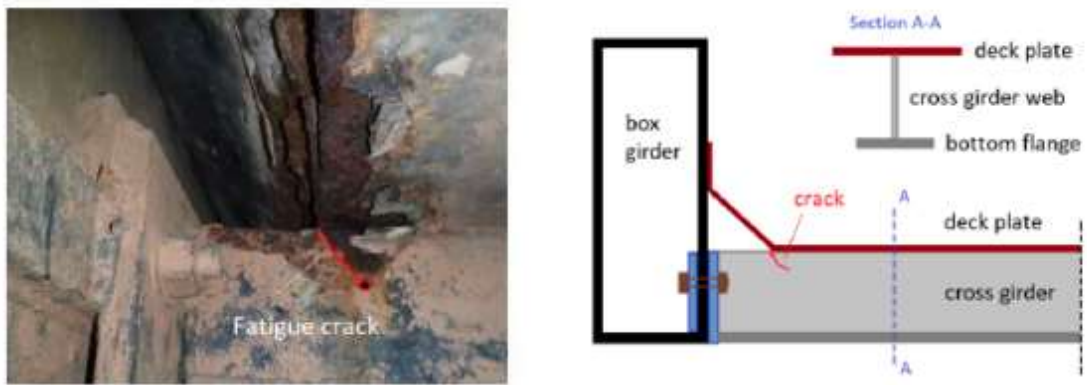


Figura 3.8: (a) Fenda de fadiga na Ponte do rio Tone (b) ilustração da fenda
(Mohabeddine, 2019 apud Martins,2020)

As principais dimensões da ponte em estudo são detalhadas na Figura 3.9 e na Figura 3.10, que correspondem, respectivamente, a seção transversal na região dos apoios e a seção transversal no meio do vão.

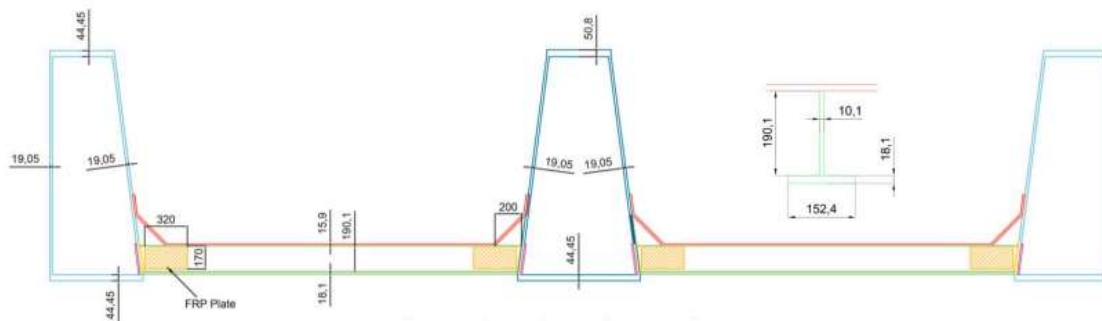


Figura 3.9: Seção transversal na região dos apoios (dimensões em mm)
(Martins, 2020)

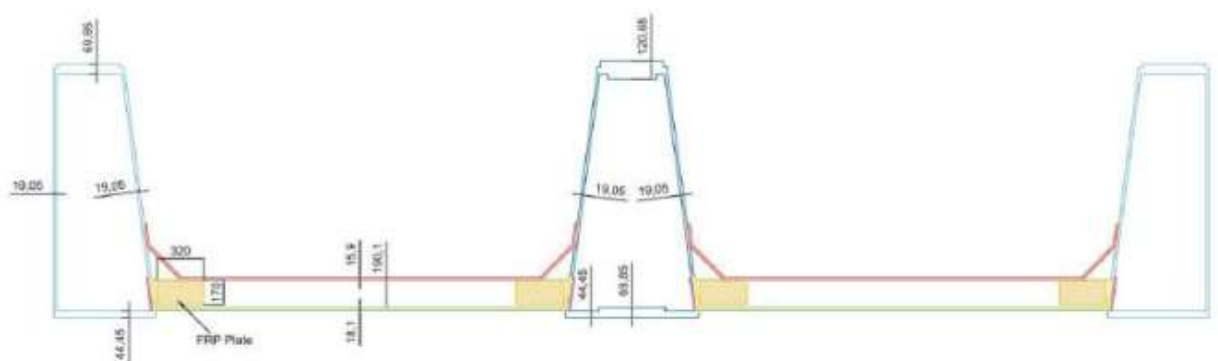


Figura 3.10: Seção transversal no meio do vão (dimensões em mm)
(Martins, 2020)

3.2 Detalhamento da metodologia

Com o objetivo de facilitar o entendimento de cada etapa do trabalho, apresenta-se um fluxograma da metodologia aplicada na Figura 3.11. Cada fase citada nesse diagrama será detalhada nos tópicos seguintes. Conforme pode ser observado, o estudo foi dividido em três grandes fases, sendo elas: análise global e local no Ansys, análise local no Abaqus e análise de fadiga no software Matlab.

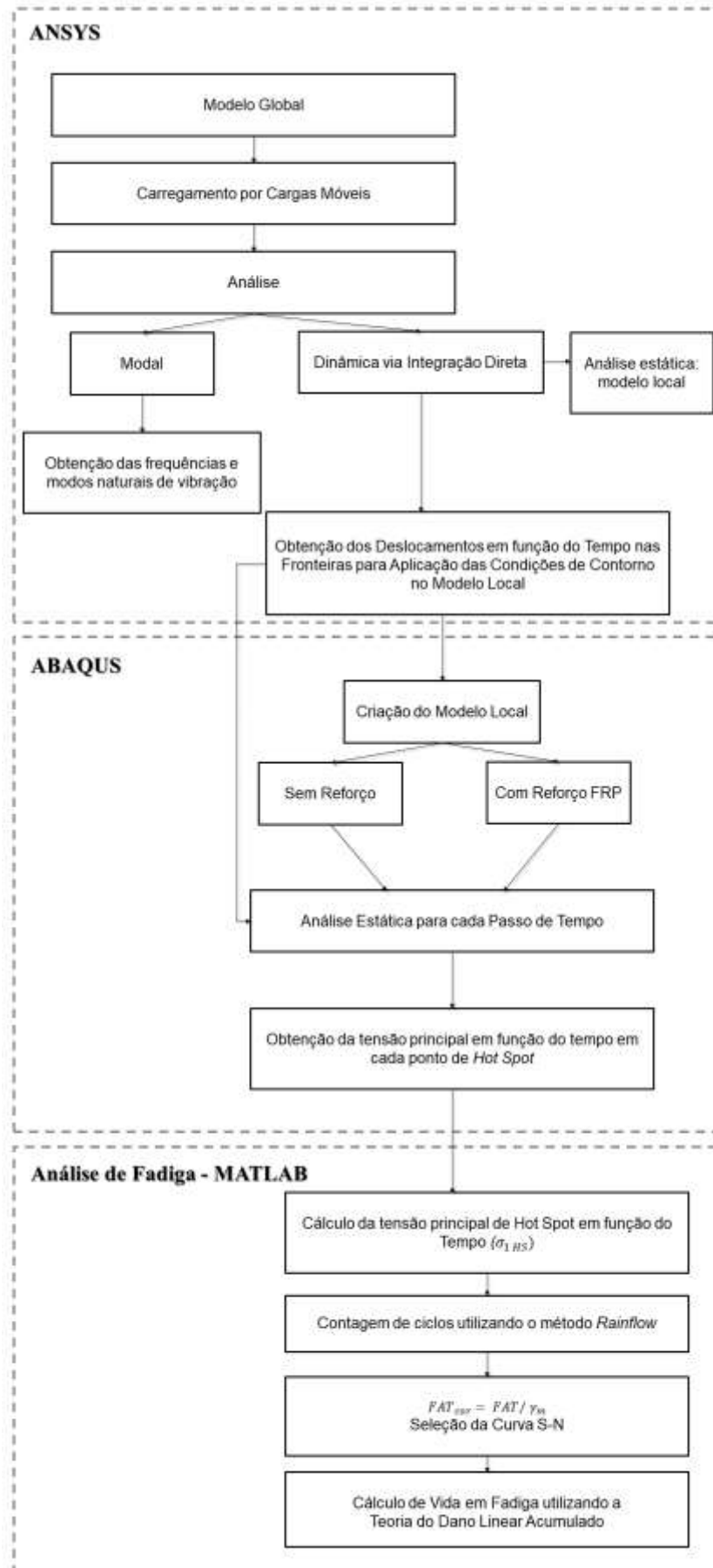


Figura 3.11: Fluxograma esquematizado da metodologia

3.2.1 Modelo Global

Inicialmente, a geometria do modelo global da ponte foi disponibilizada pela equipe de pesquisadores parceiros da FEUP (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto), e aperfeiçoada para permitir a posterior avaliação local das ligações críticas. Esse modelo foi elaborado em uma fase anterior pelo grupo de estudo do projeto europeu.

O modelo global foi desenvolvido no software ANSYS *Mechanical* APDL, que é baseado no Método dos Elementos Finitos, utilizando elementos de casca shell 181, composto por quatro nós com seis graus de liberdade em cada nó: translações nas direções x, y e z, e rotações sobre os eixos x, y e z.

Para o estudo, as propriedades de material adotadas foram:

- Módulo de elasticidade do aço: 210GPa;
- Densidade do aço: 7850kg/m³
- Coeficiente de Poisson do aço: 0,3

Na Figura 3.12 é apresentado o modelo global da estrutura.

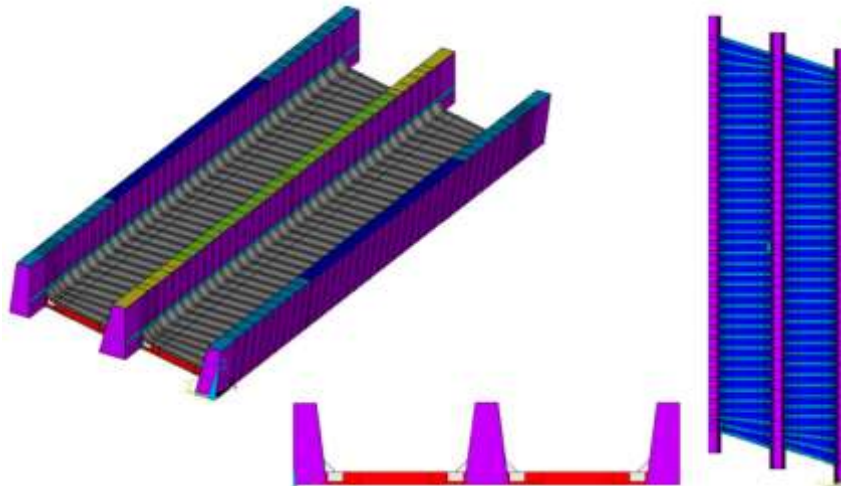


Figura 3.12: Modelo Global da Ponte Eastingdon

As condições de contorno adotadas foram: apoios de um lado com deslocamentos restritos em z (U_z) e rotação em y e z (Rot_Y e Rot_Z) e apoios do outro lado com restrições U_x , U_y , U_z , Rot_Y e Rot_Z . A Figura 3.13 ilustra as condições de contorno assim como a malha adotada no modelo. Essa malha foi modelada utilizando uma dimensão de 10 cm, sendo considerado um refinamento na região do detalhe.

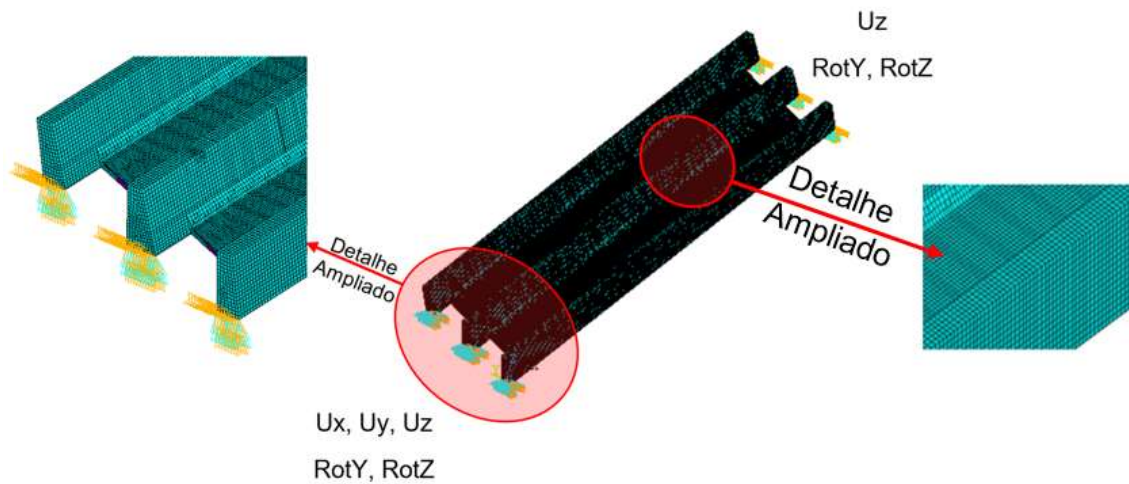


Figura 3.13: Condições de contorno e malha do modelo global

(Ansys)

3.2.2 Carregamento por cargas móveis

Ao utilizar esse método, o carregamento é simulado por meio da passagem de um conjunto de cargas móveis que representam as cargas por eixo do trem. O espaçamento entre as cargas é definido de acordo com as características do trem.

Na ponte em estudo trafegam dois tipos de trens: um destinado ao transporte de passageiros e outro ao transporte de mercadorias. As informações relacionadas aos tipos de trens que passam na linha bem como às velocidades de circulação foram fornecidas pela British Rail, uma companhia ferroviária britânica, levando em consideração a carga média e a frequência de utilização da via.

A distribuição do carregamento para os trens de passageiros e mercadorias estão apresentadas nas Figuras 3.14 e 3.15, respectivamente.

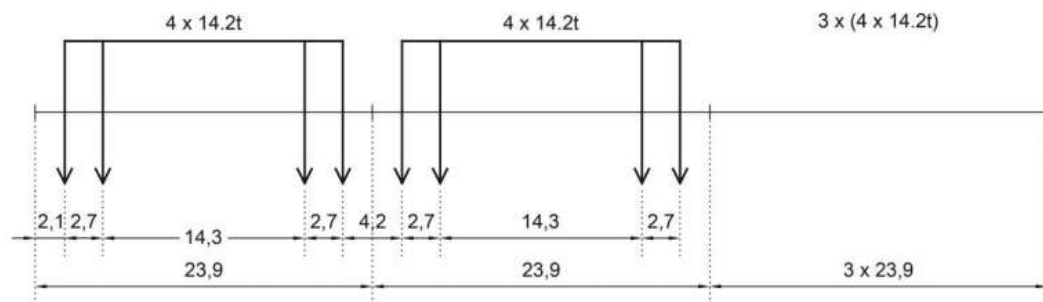


Figura 3.14: Distribuição do carregamento do trem de passageiros

(In2Track2, 2020)

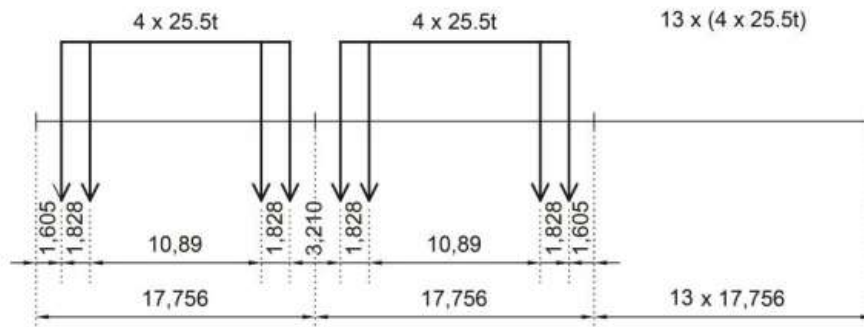


Figura 3.15: Distribuição do carregamento do trem de mercadorias
(In2Track2, 2020)

A Tabela 3.1 apresenta uma sintetização dos parâmetros empregados para a definição das cargas móveis:

Tabela 3.1: Parâmetros utilizados no carregamento por cargas móveis

Parâmetro	Passageiros	Mercadorias	Mercadorias
Característica do trem	5 carros	15 vagões	15 vagões
Velocidade (km/h)	150	95	100
Número de passos de tempo	3164	2964	2830
Incremento de tempo (Δt)	0,002	0,004	0,004
Comprimento do trem (m)	115,3	263,13	263,13

Os passos de tempo (Δt) considerados foram inferiores aqueles encontrados a partir das equações 2.23 e 2.24, considerando 15 modos de vibração e frequência máxima de 30 Hz, e levando em consideração também o tempo computacional. Essa análise foi realizada a partir de um código em linguagem APDL. Elaborou-se uma matriz com os valores das forças nodais, sendo que as linhas correspondem aos instantes de tempo e as colunas referem-se aos nós da estrutura.

A Figura 3.16 ilustra a aplicação do carregamento na ponte.

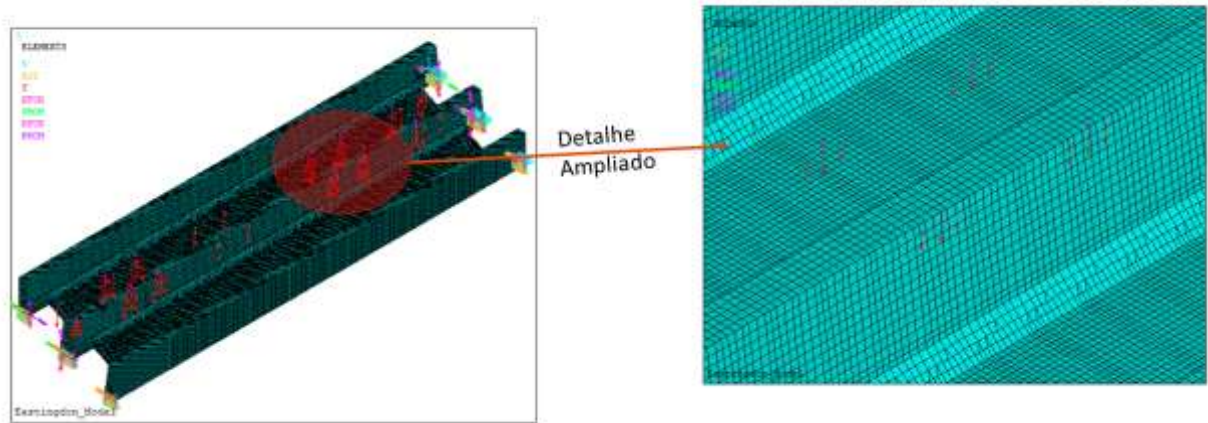


Figura 3.16: Aplicação do carregamento na ponte

3.2.3 Análise Modal

Para obtenção das frequências naturais da ponte assim como seus respectivos modos de vibração realizou-se a análise modal a partir do método de Block Lanczos. Para o estudo, foram considerados os 14 primeiros modos de vibração, que correspondem ao limite de frequência de 30 Hz, utilizada no trabalho. A tabela 3.2 mostra as frequências obtidas para os 15 primeiros modos. A análise modal foi realizada, uma vez que inicialmente a análise dinâmica iria ser resolvida pelo método da superposição modal, porém, posteriormente optou-se pelo método da integração direta, conforme será retratado no próximo item. Dessa maneira, os resultados obtidos com a análise modal foram apresentados apenas para efeitos exemplificativos.

Tabela 3.2: Frequências naturais do modelo global

Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)
1	6,0751	6	19,122	11	26,549
2	7,5563	7	21,587	12	26,967
3	9,5106	8	24,526	13	28,854
4	12,021	9	24,566	14	29,534
5	18,455	10	26,430	15	31,233

A Figura 3.17 ilustra as deformadas dos três primeiros modos de vibração da estrutura.

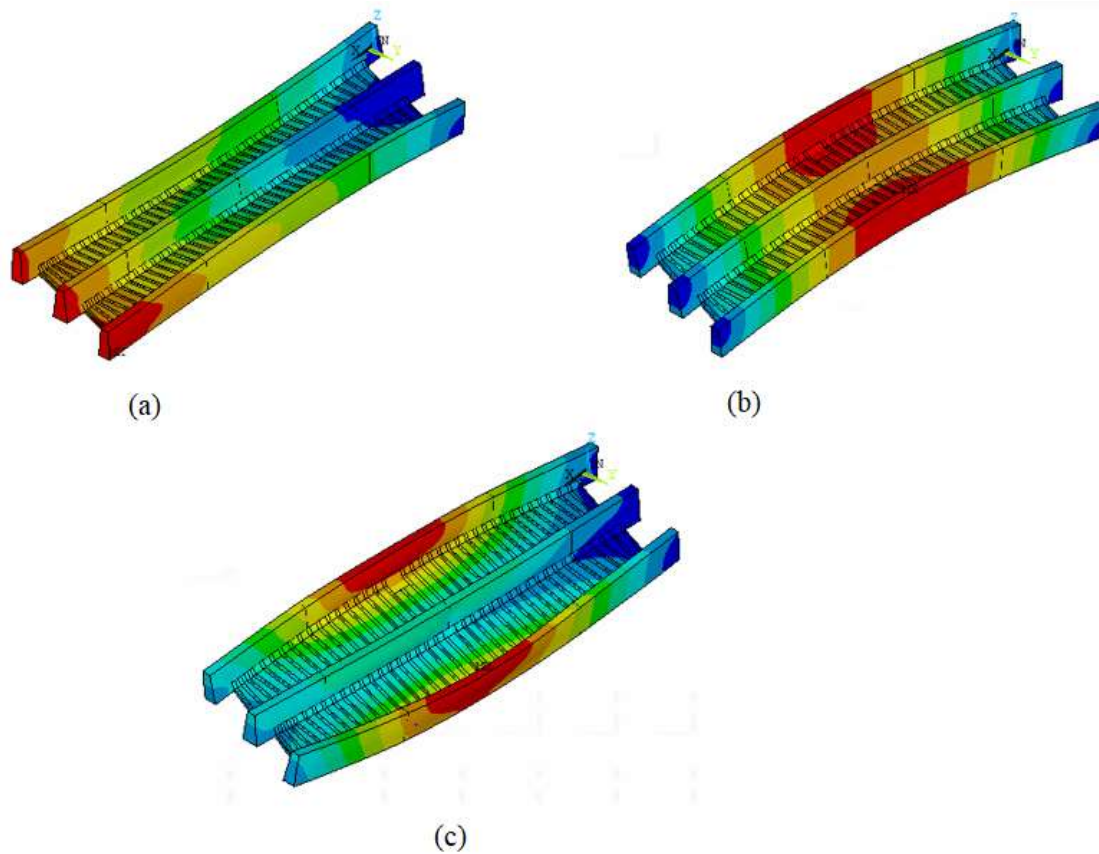


Figura 3.17: (a) primeiro modo de vibração global – torção (b) segundo modo de vibração global – flexão vertical (c) terceiro modo de vibração global – torção

Em relação ao tempo de vibração livre, considerou-se um tempo total de simulação de 3 segundos para a análise do trem de passageiros e 1 segundo para os trens de mercadorias. Essa redução foi realizada uma vez que constatou-se que os dois últimos segundos de vibração livre apresentam amplitudes de tensão bastante reduzidas, conforme ilustrado na Figura 3.18.

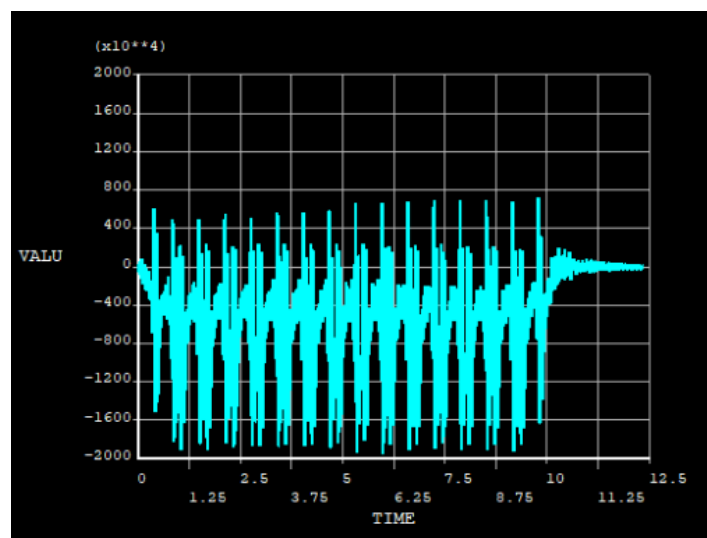


Figura 3.18: Influência do tempo de vibração livre

3.2.4 Análise Dinâmica

A partir do carregamento em função do tempo, a análise dinâmica não linear foi resolvida pelo método da integração direta visando a obtenção dos deslocamentos em função do tempo.

O amortecimento utilizado foi o de Rayleigh a partir da razão de amortecimento (ξ) igual a 0,5% que, segundo o EN1991-2 (2003), recomendado para pontes ferroviárias metálicas com vão superior a 20m. Além disso, considerou as frequências obtidas nos modos 1 e 14 de vibração conforme prescrições estabelecidas por Soriano (2014) e relatadas no item 2.8.2.2. A partir da equação 3.1, foram obtidas as equações 3.2 e 3.3 por meio da resolução de um sistema de duas equações: uma para a frequência do modo 1 (ω_i) e outra para o modo 14 (ω_j).

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{\beta\omega_i}{2} \quad (3.1)$$

$$\alpha = 2 * \xi_i * \omega_i\omega_j / (\omega_i + \omega_j) \quad (3.2)$$

$$\beta = 2 * \xi_i / (\omega_i + \omega_j) \quad (3.3)$$

3.2.5 Modelagem global-local do detalhe em interesse

Os deslocamentos dos nós de fronteira do modelo local obtidos através do modelo global foram aplicados realizando-se uma discretização por passos de tempo. Segundo Viana (2019), nessa discretização, conforme ilustrado na Figura 3.19, os deslocamentos a cada instante de tempo oriundos da análise dinâmica do modelo global são considerados como condições de contorno para a análise estática do modelo local. Com isso, é possível obter as distribuições de tensão do modelo local em função do tempo. O modelo local foi criado no Ansys utilizando elementos do tipo solid186, com 20 nós e translação em x, y e z e malha de 0,015m, com refinamentos para obtenção de, no mínimo 2 elementos ao longo da espessura visando a considerar os efeitos de flexão, uma vez que o elemento não tem grau de liberdade de rotação. É importante ressaltar que a análise modal não seria necessária nesse caso, uma vez que a análise dinâmica foi solucionada via integração direta, porém os resultados foram apresentados para efeitos exemplificativos.

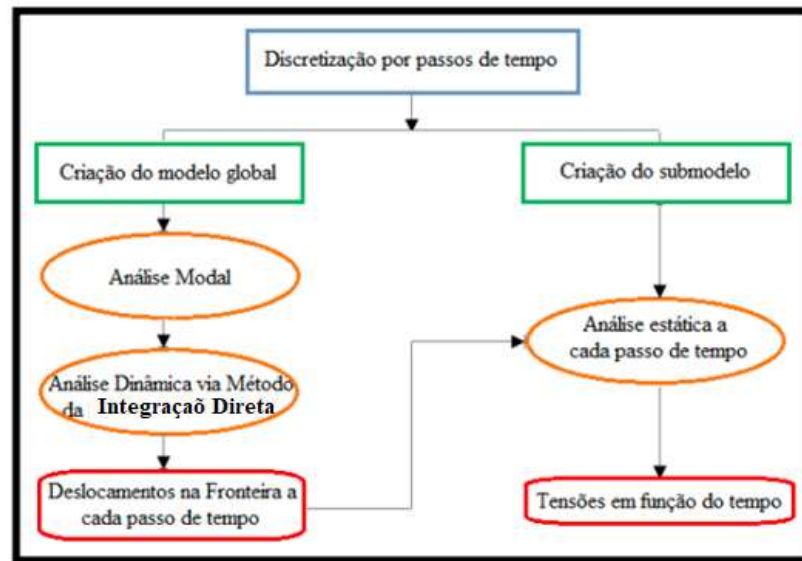


Figura 3.19: Discretização por passos de tempo

(Viana,2019)

A interpolação dos deslocamentos dos nós de fronteira do modelo global para os nós do modelo local é realizada dentro do próprio software Ansys por meio de um código na linguagem APDL. Após essa interpolação, as condições de contorno obtida são aplicadas aos nós de fronteira do submodelo e então, é realizada a resolução estática para cada passo de tempo. Essa análise estática realizada no Ansys serviu de comparação com os resultados encontrados no modelo local desenvolvido posteriormente no Abaqus visando uma validação dos resultados. As Figuras 3.20 e 3.21 mostram a posição do detalhe estudado no modelo global. A Figura 3.22a ilustra o detalhe escolhido para avaliação, localizado no meio do vão da ponte. Na Figura 3.22b tem-se a malha empregada no modelo local (hexaédrica), a qual possui um maior refinamento próximo aos pontos de extrapolação de *Hot Spot*, seguindo recomendações da IIW (2008).

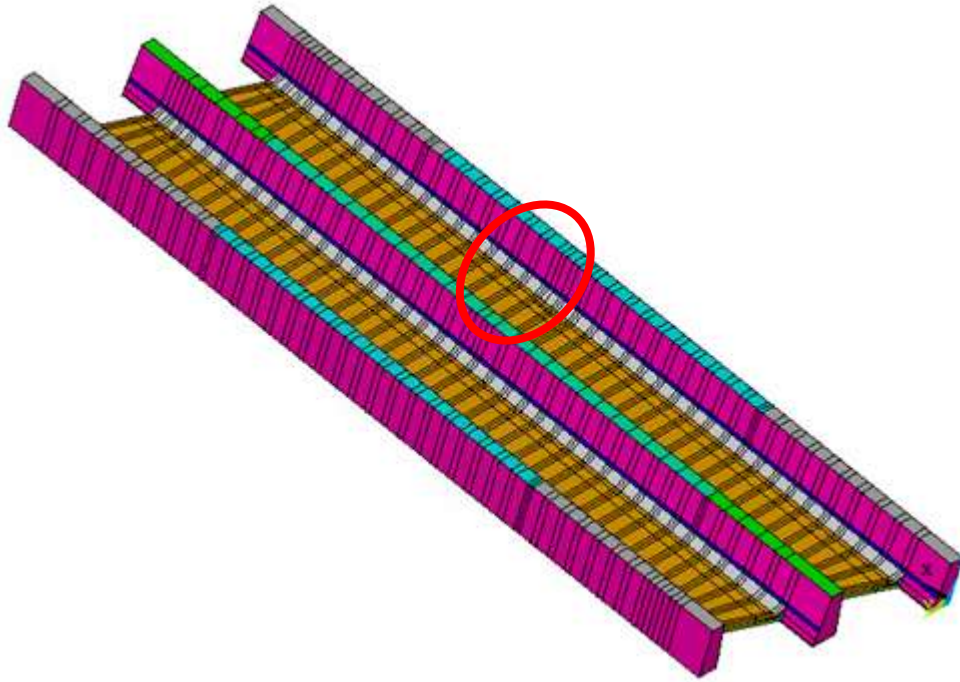


Figura 3.20: Posicionamento do detalhe no modelo global



Figura 3.21: Posicionamento do detalhe no modelo global – visão ampliada

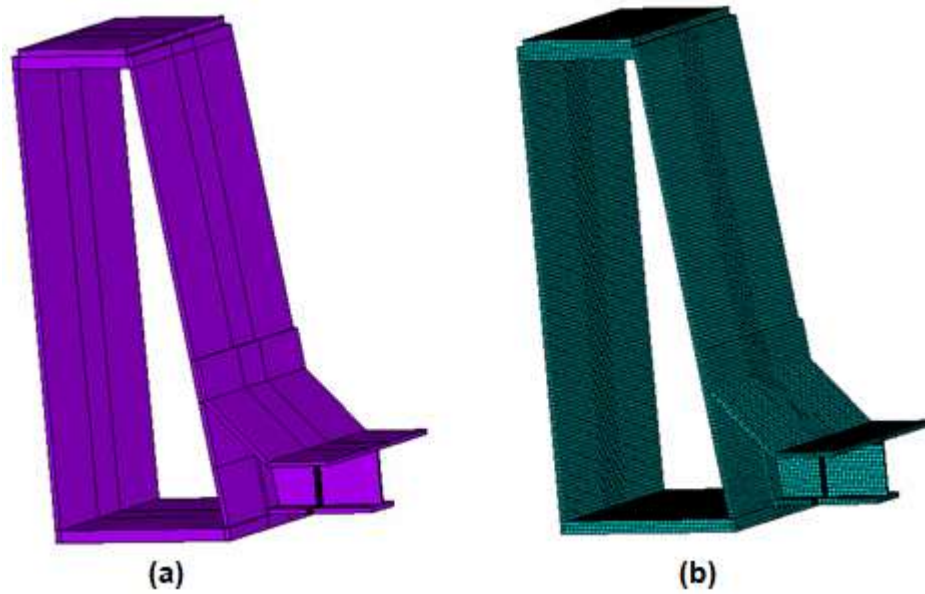


Figura 3.22: Modelo local no Abaqus (a) detalhe estudado (b) malha

Conforme ilustrado na Figura 2.35, os pontos necessários para a extrapolação da tensão de *Hot Spot* variam conforme o tipo A ou B (sendo o A utilizado para análises nas quais o ponto em estudo está localizado nas maiores dimensões e o B quando essa localização ocorre ao longo da espessura, isto é, nas menores dimensões da chapa). Na Figura 3.23 estão ilustrados a definição do tipo A e B segundo a norma (IIW, 2008) bem como o tipo A e B adotados nesse estudo.

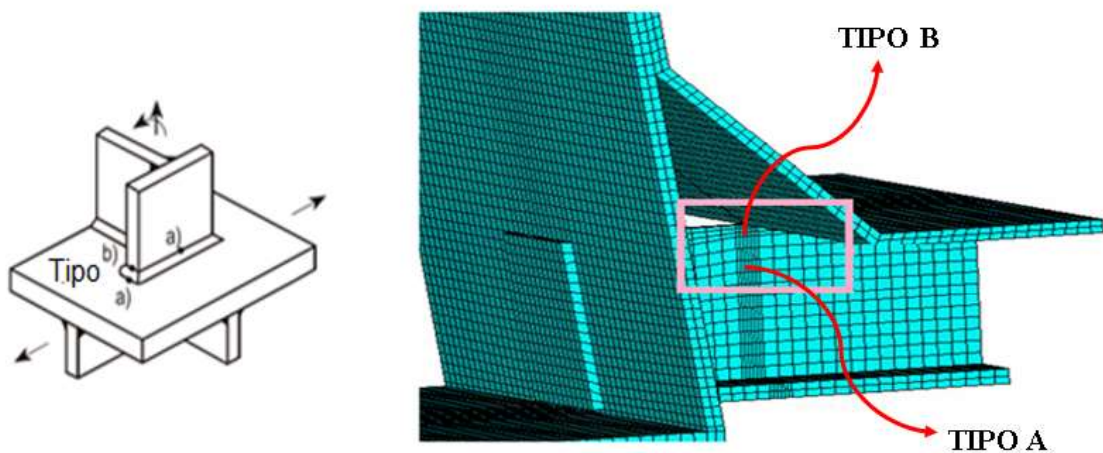


Figura 3.23: Definição do tipo A e B pela norma (IIW, 2008) e no modelo local estudado

Na Figura 3.24 está ilustrada a malha na região do *Hot Spot* para o tipo A. O refinamento foi feito também na região próxima ao *Hot Spot* visando garantir uma malha mais uniforme e refinada nas proximidades, de modo a reduzir incertezas. Considerando que a espessura da

chapa é de 10,1 mm, conforme mostrado na Figura 3.9, os três pontos de extrapolação do *Hot Spot* estão localizados nas seguintes distâncias do cordão de solda:

- Ponto 1: $0,4t = 0,4 * 10,1 = 0,00404m$
- Ponto 2: $0,9t = 0,9 * 10,1 = 0,00909m$
- Ponto 3: $1,4t = 1,4 * 10,1 = 0,01414m$

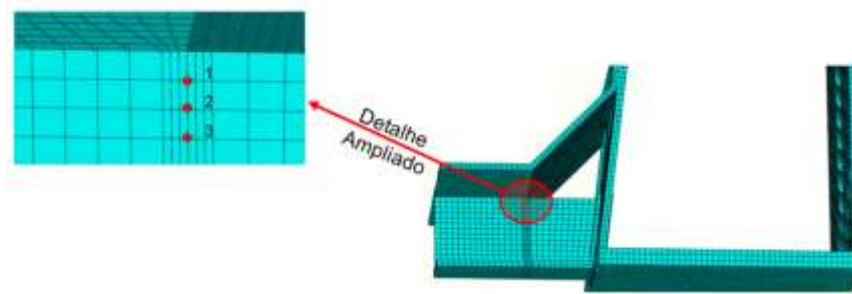


Figura 3.24: Malha na região do *Hot Spot* – Tipo A

3.2.6 Obtenção dos deslocamentos na fronteira do modelo local

O modelo global foi desenvolvido no Ansys, uma vez que já existiam rotinas pré-determinadas pelo grupo de estudo. Já o modelo local foi elaborado no Abaqus, já que esse software conta com modelos constitutivos não lineares mais avançados para a modelagem da interface FRP/aço. Dessa maneira, os deslocamentos obtidos no modelo global do Ansys, para serem aplicados como condições de contorno no modelo local do Abaqus, foram previamente interpolados para os nós de fronteira, utilizando um código do software Matlab. Esses deslocamentos foram aplicados para cada passo de tempo, realizando, portanto, diversas análises estáticas no modelo local.

Para obtenção dos deslocamentos nos nós da fronteira do modelo global, primeiramente, foi elaborado um código em linguagem APDL, o qual extrai os números desses nós com as respectivas coordenadas. Na sequência, utilizando outro código, os dados relacionados aos deslocamentos nas três direções são obtidos para todos os nós de fronteira extraídos anteriormente para cada passo de tempo. Com os deslocamentos do modelo global, partiu-se para a interpolação desses valores com o objetivo de obter os deslocamentos nos nós de fronteira do modelo local modelado no Abaqus. A partir de então, o trabalho concentra-se no modelo local, uma vez que ele é menor e gera, portanto, um custo computacional mais reduzido.

A interpolação segue os seguintes passos, detalhados posteriormente:

- Modelagem da geometria e malha do modelo local no Abaqus para obtenção de arquivo com todos os nós do modelo e respectivas coordenadas
- Divisão do modelo global e local em 3 faces e divisão das faces em chapas
- Desenvolvimento do código no software Matlab para identificar nós pertencentes a cada chapa e realizar a interpolação global-local

Primeiramente, portanto, o modelo local foi modelado desde a geometria até a definição da malha. A Figura 3.25a ilustra o modelo local no Abaqus e a Figura 3.25b mostra a malha desse modelo, que corresponde a malha empregada no Ansys (0,015 mm), com um maior refinamento na região de extrapolação do tipo A (0,010mm). Utilizou-se o elemento do tipo C3D20R, com 20 nós e seis graus de liberdade, sendo três translações e três rotações.

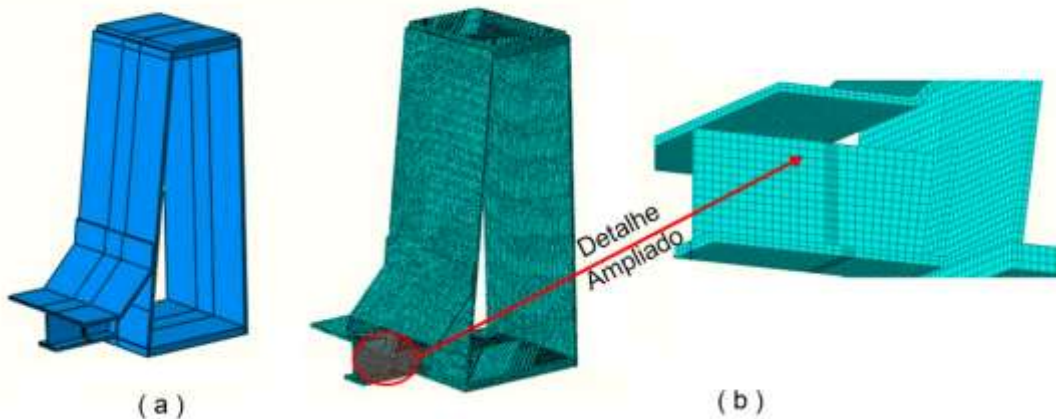


Figura 3.25: Modelo local no Abaqus (a) geometria (b) malha – tipo A

Com essa modelagem é possível obter no Abaqus um arquivo contendo todos os nós do modelo com suas respectivas coordenadas. Esse arquivo será lido pelo código Matlab para identificar os nós pertencentes a fronteira do modelo global-local.

O fluxograma representado na Figura 3.26 ilustra o procedimento realizado para a obtenção dos deslocamentos na região da fronteira do modelo local.

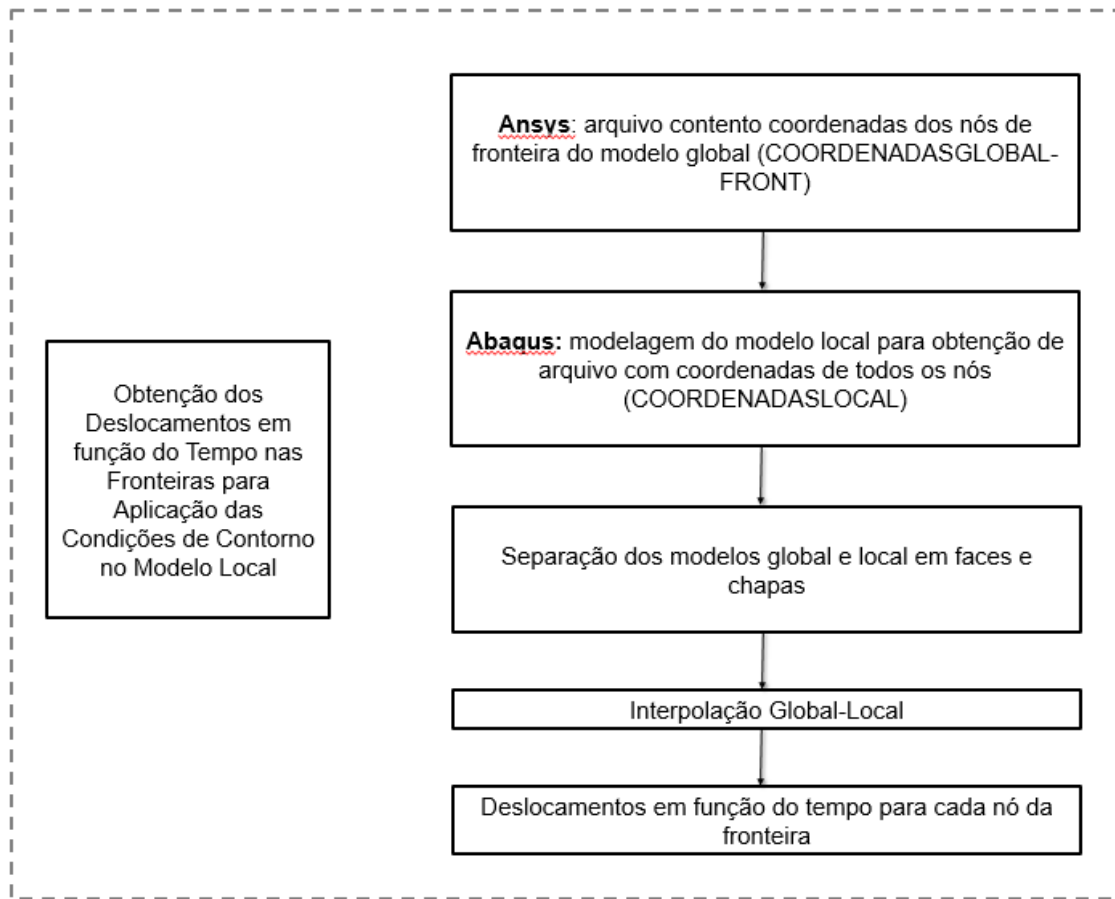


Figura 3.26: Metodologia para obtenção dos deslocamentos na região de fronteira do modelo local

3.2.7 Modelo Local

3.2.7.1 Sem reforço

A Figura 3.27 apresenta as dimensões do modelo local estudado.

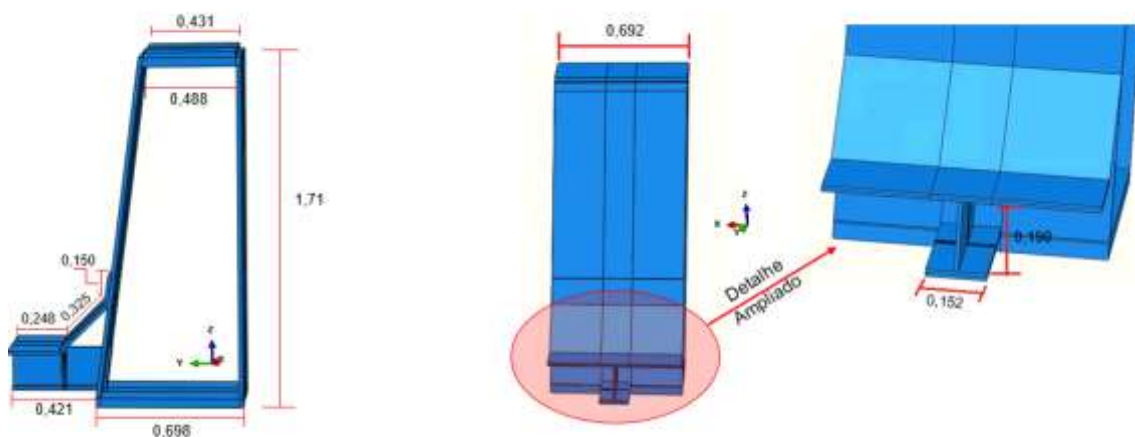


Figura 3.27: Dimensões do modelo local [m]

Na Figura 3.28 tem-se o detalhamento do refinamento realizado na malha para a obtenção das tensões de *Hot Spot* tipo B. A região do tipo A não será mostrada, uma vez que é idêntica àquela realizada no modelo local do Ansys, apresentada na Figura 3.24.

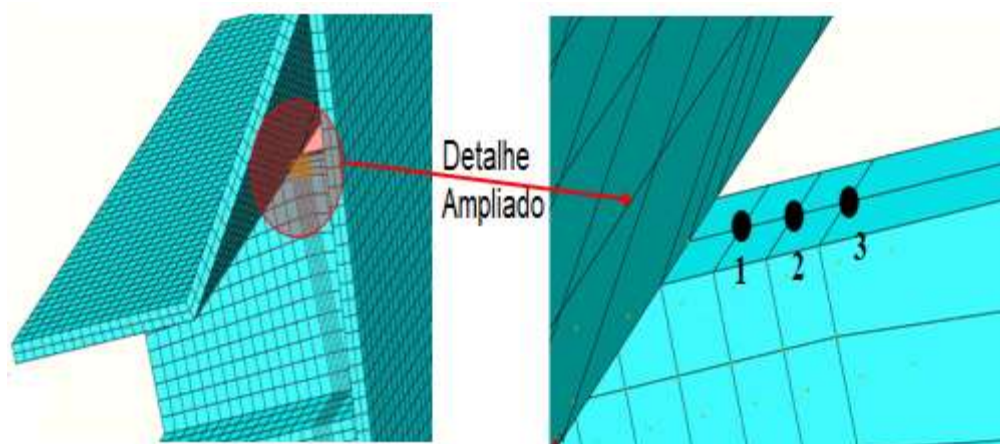


Figura 3.28: Refinamento na região do *Hot Spot*- Tipo B

3.2.7.2 Com reforço

O reforço foi modelado considerando uma ligação rígida e perfeita entre o aço das transversinas e as placas de FRP. Para tanto, considerou uma espessura de FRP igual a 5mm e um módulo de elasticidade igual a 500 GPa, tendo como referência o estudo realizado por Martins (2020). As placas foram inseridas dos dois lados da alma das vigas transversais e as dimensões do reforço estão mostradas na Figura 3.29. A estrutura já está submetida a um carregamento permanente e as placas de FRP atuam nas ações variáveis.

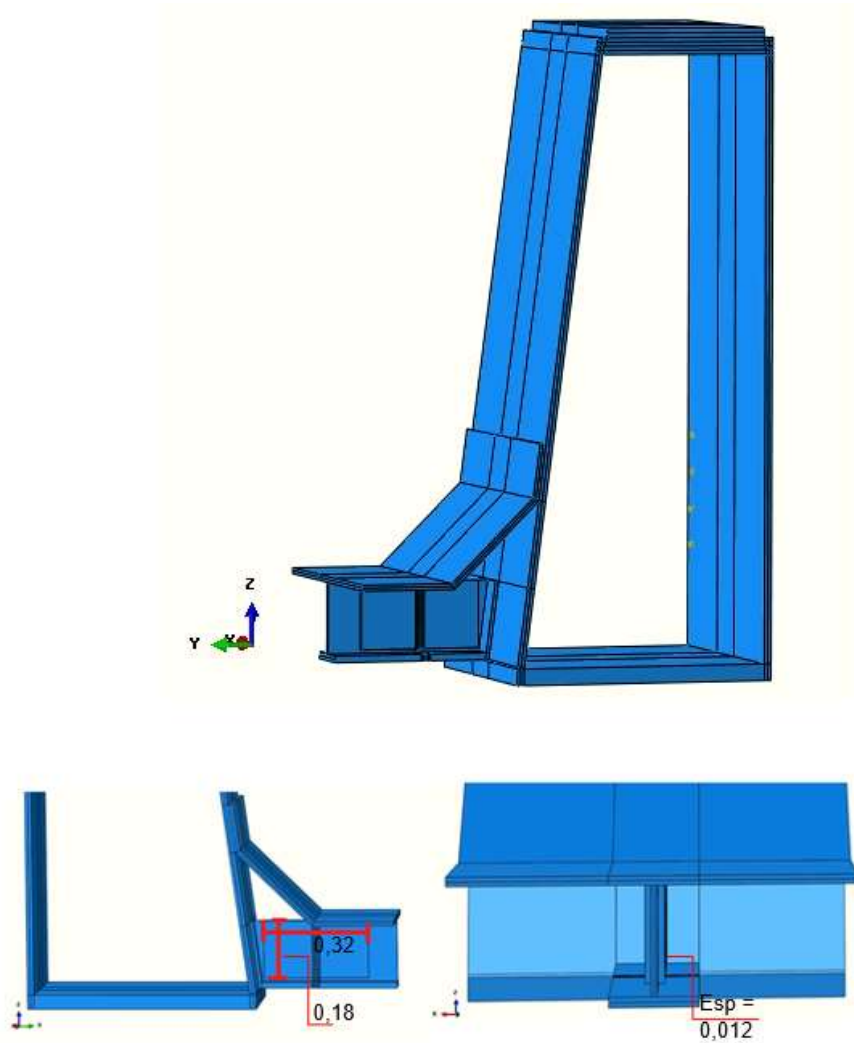


Figura 3.29: Dimensões do reforço [m]

A seção foi homogeneizada através da relação entre os módulos de elasticidade. Para a determinação da espessura em aço equivalente a ser modelada, utilizou-se a equação 3.4, obtendo um valor igual a 12mm.

$$esp_{aço} = esp_{FRP} * \frac{E_{FRP}}{E_{aço}} \quad (3.4)$$

3.2.8 Análise estática para cada passo de tempo

Os deslocamentos interpolados foram inseridos como condições de contorno nos nós de fronteira no modelo local, conforme Figura 3.30. Para isso, foi utilizado um código em Python, a partir do qual foi possível a leitura dos arquivos gerados pelo Matlab e posterior, inserção nos nós correspondentes.



Figura 3.30: Deslocamentos interpolados inseridos como condição de contorno

3.2.9 Obtenção da tensão principal

A tensão principal foi obtida em função do tempo para cada um dos pontos de extrapolação de *Hot Spot* (totalizando 6 pontos – 3 tipo A e 3 tipo B). Essa extração da tensão foi realizada tanto no Abaqus quanto no Ansys visando a comparação entre os resultados encontrados.

4 RESULTADOS

A apresentação dos resultados será dividida em três tópicos, de modo a facilitar a compreensão. Primeiramente, serão apresentados os resultados de comparação entre as tensões obtidas através dos modelos global (Ansys) e local (Abaqus). Na sequência, serão apresentadas as análises de dano e vida útil da ponte Eastingdon na sua situação atual. Por fim, apresentam-se os resultados após a introdução do reforço no detalhe crítico da estrutura de FRP.

4.1 Comparação dos resultados obtidos com o modelo local e global

As Figuras 4.1, 4.2 e 4.3 mostram os gráficos de tensões em função do tempo obtidos para os 6 pontos de extrapolação de *Hot Spot* (3 do tipo A e 3 do tipo B), considerando o trem de passageiros. Já as Figuras 4.4, 4.5 e 4.6 ilustram os resultados para o trem de mercadorias com velocidade de 95km/h e as figuras 4.7, 4.8 e 4.9 retratam as conclusões acerca do trem de mercadorias para velocidade de 100km/h. Como mencionado no item 3.2.2, as velocidades de circulação foram fornecidas pela British Rail, uma companhia ferroviária britânica, levando em consideração a carga média e a frequência de utilização da via. Além disso, Martins (2020), em seu estudo, adota como um dos cenários de tráfego, trem de passageiros a 150 km/h e trem de mercadorias a 100 km/h. Optou-se, ainda, por analisar a velocidade de 95 km/h com o objetivo de verificar a coerência das simulações, comparando os picos e valores encontrados, tendo em vista que a velocidade de ressonância é de 97 km/h, com base em análises prévias.

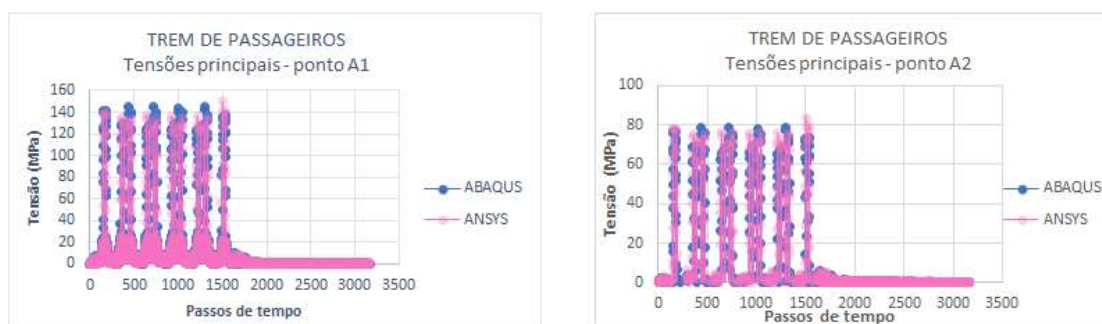


Figura 4.1: Tensões nos pontos de extrapolação A1 e A2 (Comparação Abaqus e Ansys) – Trem de passageiros

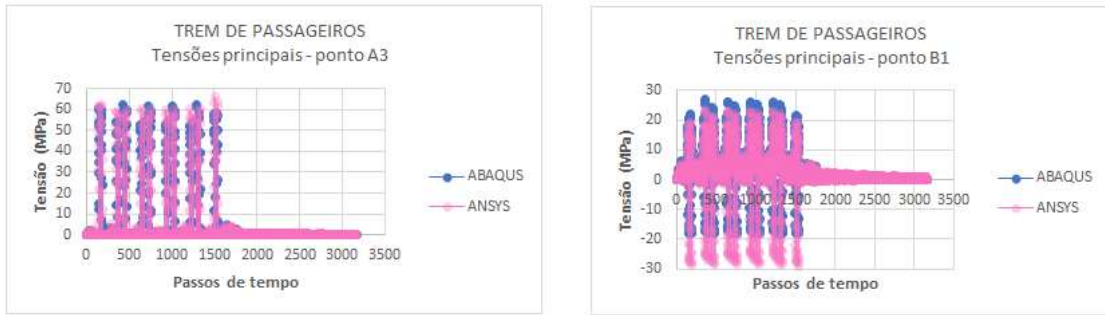


Figura 4.2: Tensões nos pontos de extrapolação A3 e B1 (Comparação Abaqus e Ansys) – Trem de passageiros

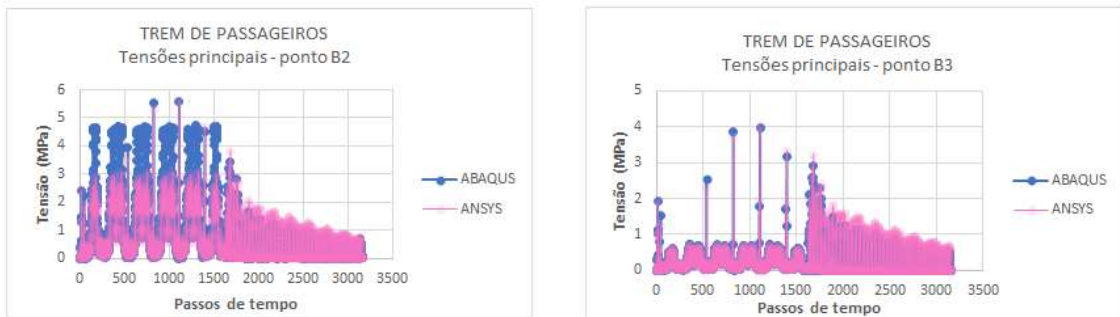


Figura 4.3: Tensões nos pontos de extrapolação B2 e B3 (Comparação Abaqus e Ansys) – Trem de passageiros

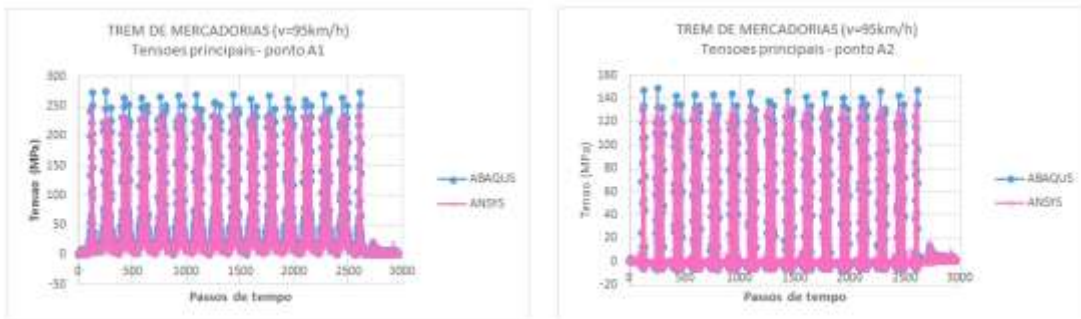


Figura 4.4: Tensões nos pontos de extrapolação A1 e A2 (Comparação Abaqus e Ansys) – Trem de mercadorias (V=95km/h)

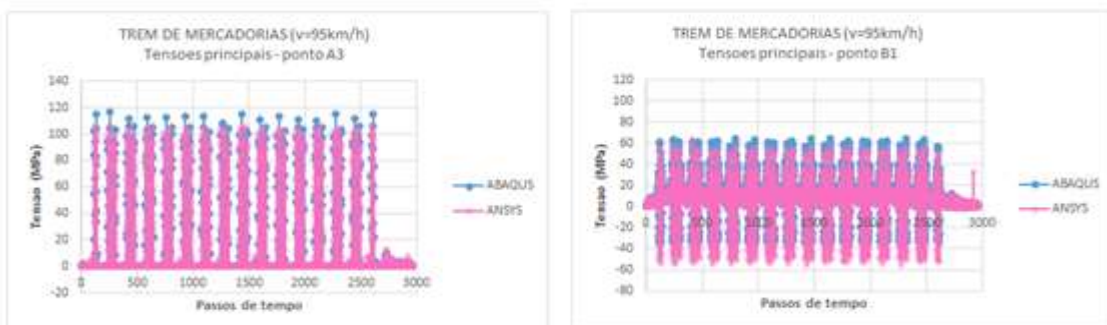


Figura 4.5: Tensões nos pontos de extrapolação A3 e B1 (Comparação Abaqus e Ansys) – Trem de mercadorias (V=95km/h)

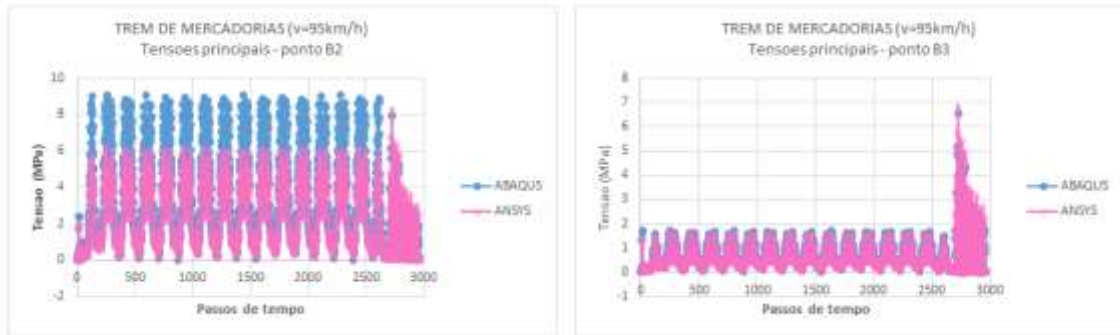


Figura 4.6: Tensões nos pontos de extrapolação B2 e B3 (Comparação Abaqus e Ansys) – Trem de mercadorias (V=95km/h)

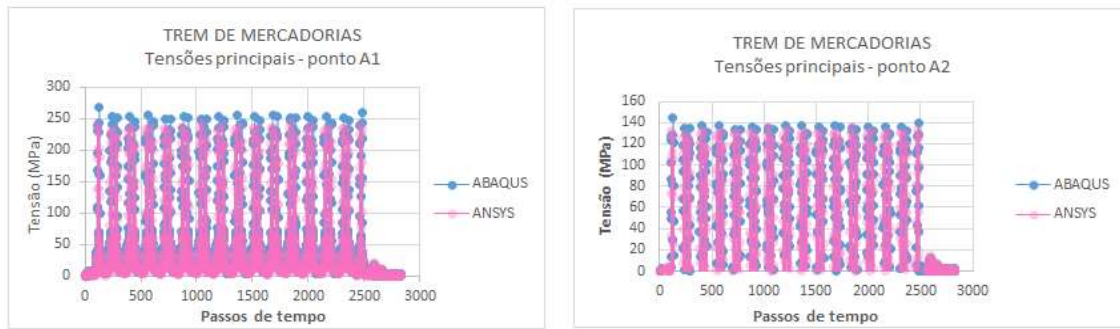


Figura 4.7: Tensões nos pontos de extrapolação A1 e A2 (Comparação Abaqus e Ansys) – Trem de mercadorias (V=100km/h)

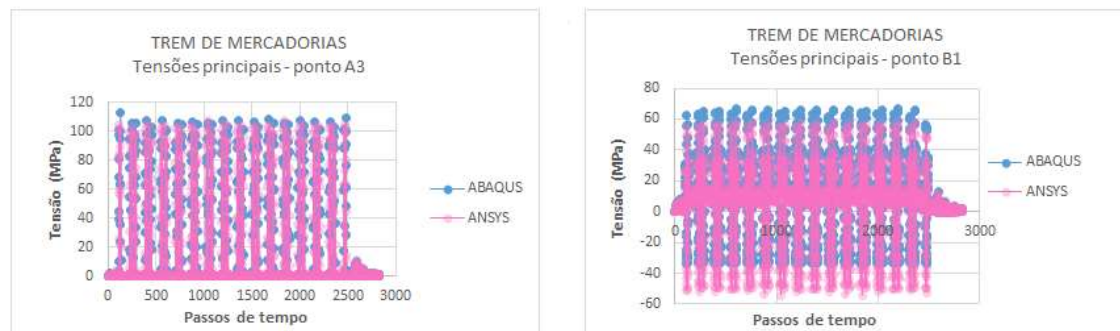


Figura 4.8: Tensões nos pontos de extrapolação A3 e B1 (Comparação Abaqus e Ansys) – Trem de mercadorias (V=100km/h)

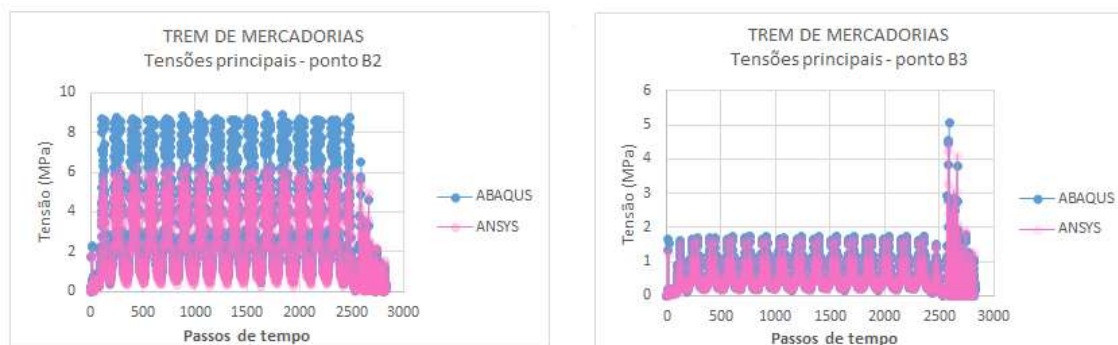


Figura 4.9: Tensões nos pontos de extrapolação B2 e B3 (Comparação Abaqus e Ansys) – Trem de mercadorias ($V=100\text{km/h}$)

Conforme verificado nos gráficos, o comportamento das tensões ao longo do tempo utilizando os dois modelos é bastante semelhante, apresentando os picos associados aos eixos dos vagões de acordo com o esperado: 20 picos para o trem de passageiros (4 eixos * 5 carros) e 60 picos para o trem de mercadorias (4 eixos * 15 vagões). Dessa maneira, a utilização de um modelo local com menor custo computacional pode ser uma alternativa viável. O ponto B2 foi o único que apresentou valores um pouco mais discrepantes. Os valores obtidos com o modelo local desenvolvido no ABAQUS se mostraram mais elevados, provavelmente devido a maior discretização da malha adotada. As análises seguintes serão realizadas com o uso do modelo local desenvolvido no Abaqus devido ao seu menor consumo computacional. Assim, a avaliação de diferentes reforços, geometria, consideração de não linearidades, são mais ágeis e eficientes.

4.2 Cálculo do Dano e Vida Útil

4.2.1 Distribuição de tensões

A Figura 4.10, mostrada abaixo, ilustra a distribuição de tensões principais obtida no programa Abaqus considerando o substep 434 para o trem de passageiros. Esse passo de tempo corresponde ao valor máximo de tensão nos pontos de *Hot Spot* do tipo A. Já para o tipo B, o estado de tensão é apresentado na figura 4.11 para o substep 363, responsável pelos valores máximos de tensão principal.

Nota-se uma concentração de tensões considerável na ligação entre a chapa da alma e o flange superior da transversina. Tal concentração deve-se à mudança abrupta de direção do flange que, quando solicitado à tração, apresenta tendência de retilinizar e, portanto, destacar-se da alma.

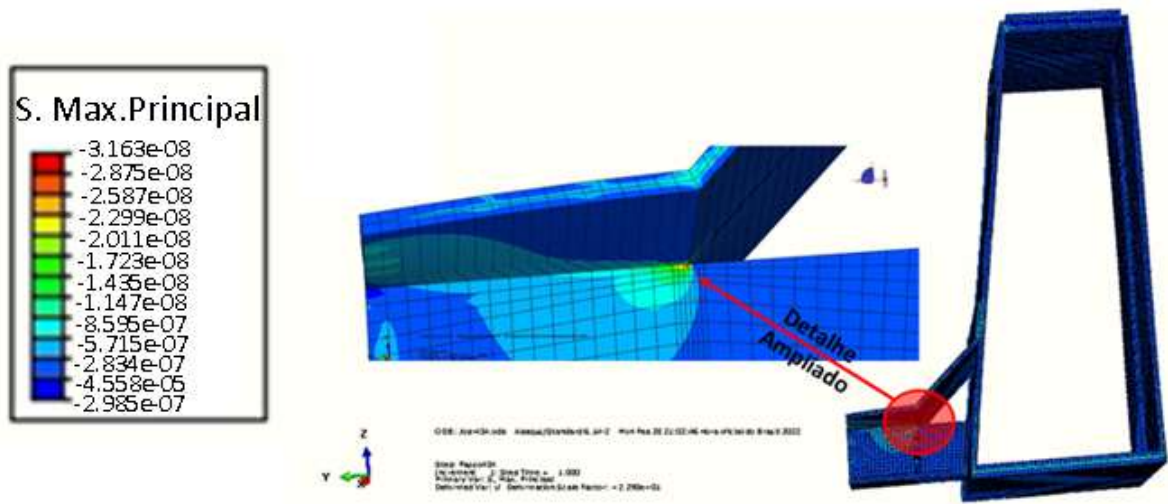


Figura 4.10: Tensão principal [MPa] no substep 434 – Trem de passageiros – Tipo A

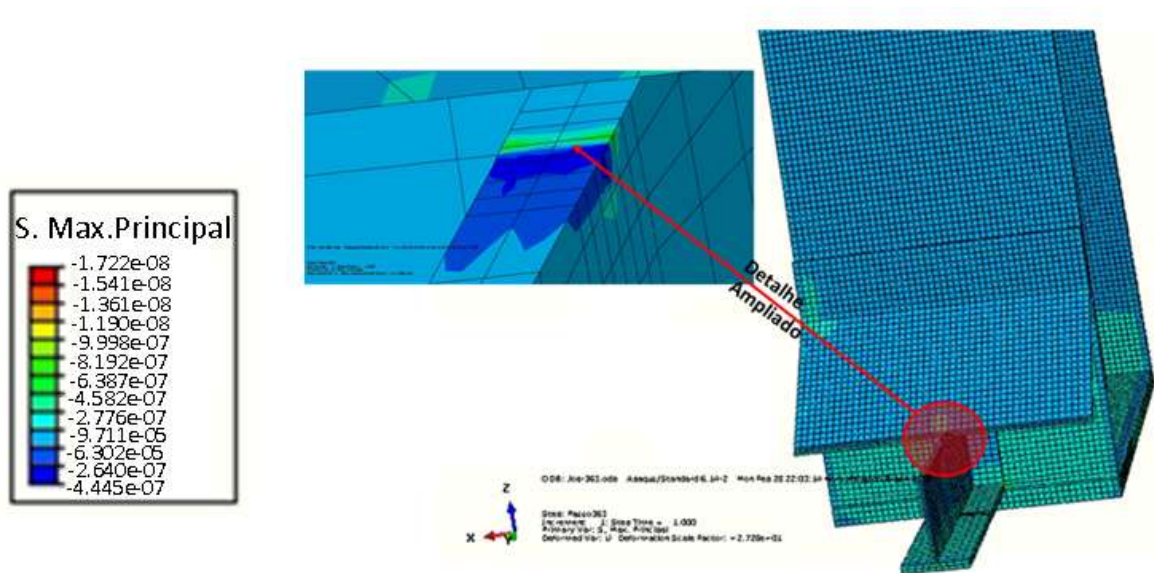


Figura 4.11 Tensão principal [MPa] no substep 363 – Trem de passageiros – Tipo B

4.2.2 Cálculo da tensão principal de *Hot Spot*

Utilizando as equações fornecidas pela IIW (2008), apresentadas no item 2.4.2 pelas equações 2.2 e 2.4, a tensão principal de *Hot Spot* (σ_{hs}) em função do tempo foi calculada para os tipos A e B (mostrados na Figura 2.35), respectivamente. A Figura 4.12 mostra os gráficos obtidos para a tensão de *Hot Spot* Tipo A utilizando o Ansys e o Abaqus e considerando o trem de passageiros. Já a Figura 4.13 ilustra o resultado para o Tipo B.

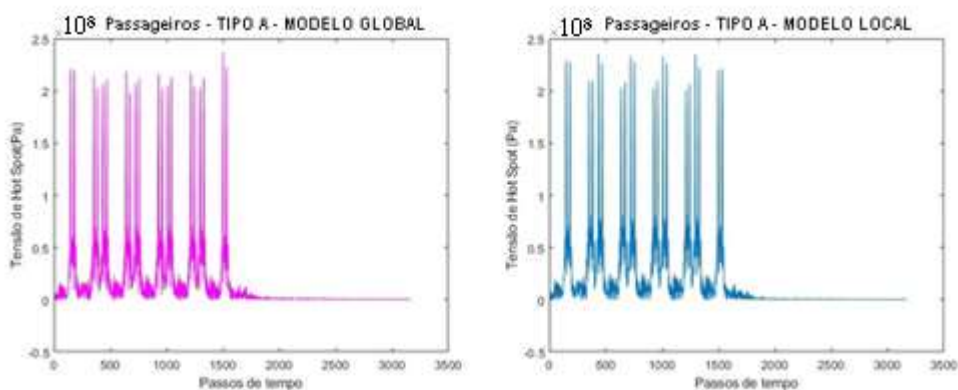


Figura 4.12: Tensão principal de *Hot Spot* em função do tempo– TIPO A - Trem de passageiros

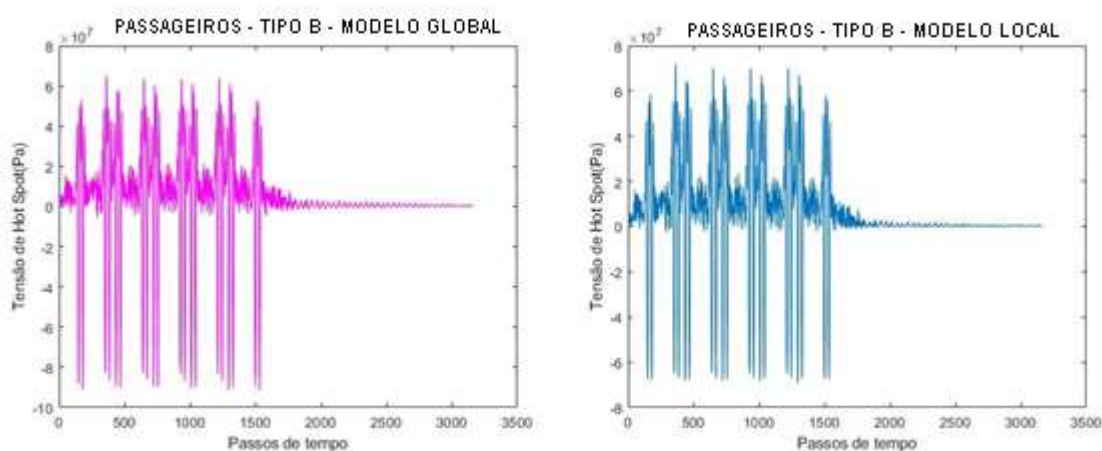


Figura 4.13: Tensão principal de *Hot Spot* em função do tempo– TIPO B - Trem de passageiros

Para o trem de mercadoria com velocidade de 95km/h, as tensões de tensão de *Hot Spot* são apresentadas nas figuras 4.14 e 4.15 considerando o tipo A e B, respectivamente.

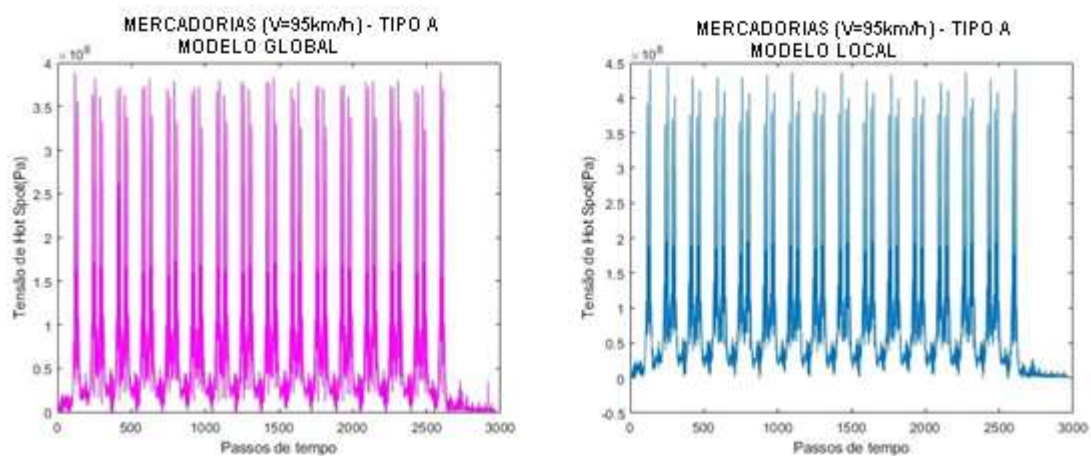


Figura 4.14: Tensão principal de *Hot Spot* em função do tempo– TIPO A - Trem de mercadorias

V=95 km/h

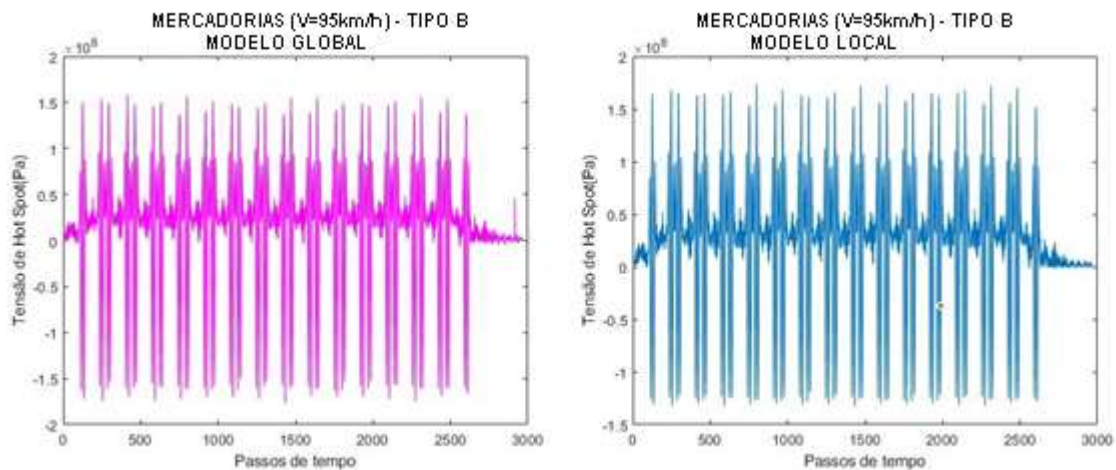


Figura 4.15: Tensão principal de *Hot Spot* em função do tempo– TIPO B - Trem de mercadorias
V=95 km/h

Por fim, para o trem de mercadoria com velocidade de 100km/h, as tensões de tensão de *Hot Spot* são apresentadas nas Figuras 4.16 e 4.17 para o tipo A e B, respectivamente.

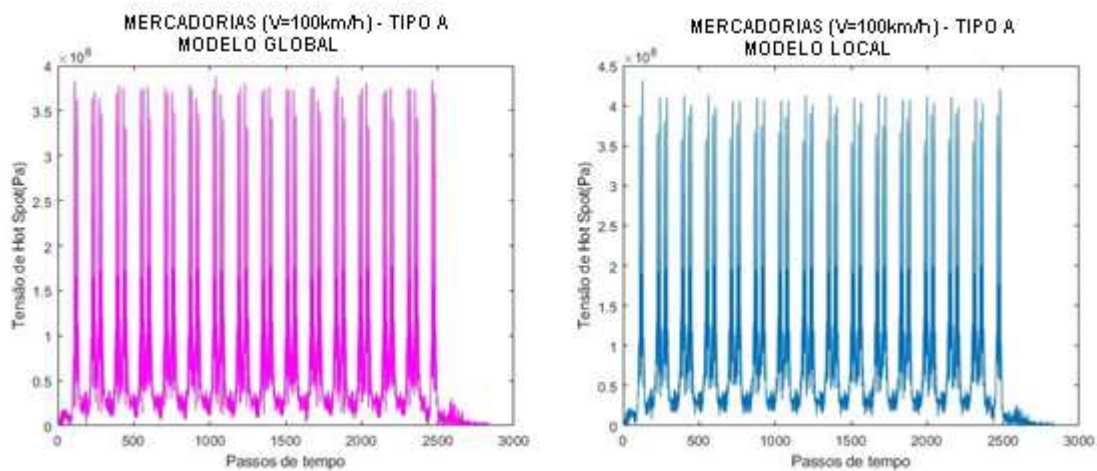


Figura 4.16: Tensão principal de *Hot Spot* em função do tempo– TIPO A - Trem de mercadorias
V=100 km/h

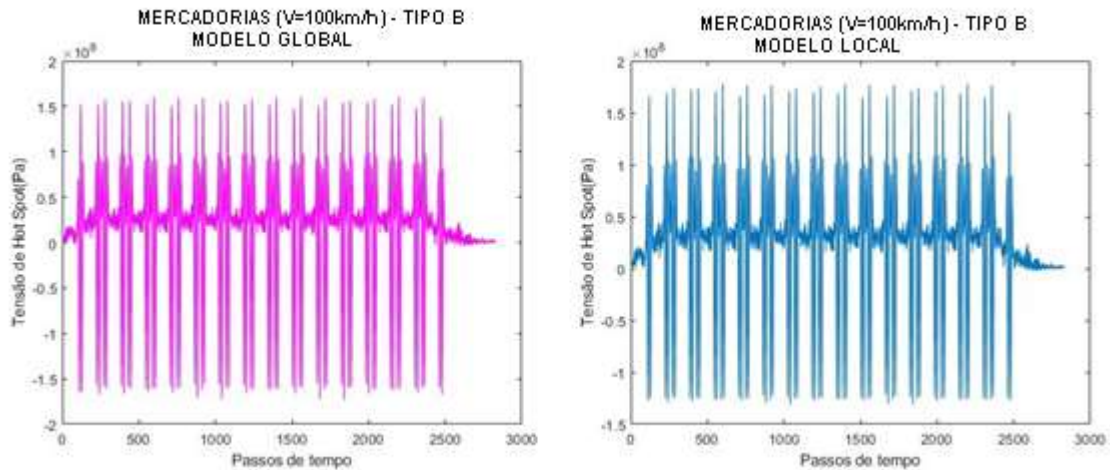


Figura 4.17: Tensão principal de *Hot Spot* em função do tempo– TIPO B - Trem de mercadorias
V=100 km/h

4.2.3 Contagem de ciclos usando o método Rainflow

Para a contagem de ciclos, utilizou-se o método Rainflow descrito na seção 2.6 e materializado em um código desenvolvido no software Matlab. Essa metodologia é empregada sobre os valores obtidos de tensão principal versus tempo com o objetivo de realizar a contagem de ciclos. Para estimar a vida em fadiga do componente é adotada a curva S-N, que fornece a categoria de detalhe de acordo com o detalhe avaliado. As figuras 2.28 e 2.29 ilustram a curva S-N do aço proposta pelo Eurocódigo 1993 1-9(2005) e pela IIW (2008), respectivamente. Cada ciclo corresponde a uma variação de tensão ($\Delta\sigma$) considerada, sendo que cada ciclo deve ser contabilizado apenas uma vez.

4.2.4 Categoria de detalhe (FAT)

A categoria do detalhe obtida pela curva S-N é dividida pelo coeficiente de segurança parcial γ_m . Pela IIW (2008), esse coeficiente é igual a 1,30 quando há risco de vida com a falha do componente. Portanto, para o presente trabalho tem-se a equação 4.1 para a metodologia descrita pela IIW:

$$FAT_{corIIW} = FAT / 1,30 \quad (4.1)$$

Além disso, considerando a amplitude de tensão variável ao longo do tempo, o dano total não deve ultrapassar o valor 0,5.

De acordo com o procedimento apresentado pelo Eurocódigo EN-1993-1-9(2005), o valor de dano máximo é igual a 1. Além disso, o coeficiente de segurança parcial adotado nesse trabalho é igual a 1,35, utilizado para falhas que ocasionam consequências mais severas e utilização do método de vida residual. Portanto, tem-se:

$$FAT_{corEUROCODE} = FAT / 1,30 \quad (4.2)$$

Em relação a categoria de detalhe, utilizou-se o valor de 100 para o tipo A (FAT=100) e o valor de 90 para o tipo B (FAT=90). Os detalhes estruturais correspondentes estão representados na Figura 4.18. Esses detalhes apresentados pela norma americana são os que mais se aproximam do detalhe estudado no tipo A e no tipo B. Para o tipo a, tem-se extremidades de reforços longitudinais e para o tipo b tem-se uma junta com uma ligação longa.



Figura 4.18: Detalhes estruturais (FAT)

(IIW,2008)

4.2.5 Dano Linear Acumulado e Vida em fadiga

O Dano linear foi calculado de acordo com a regra de Palmgren-Miner detalhada na seção 2.5. Os valores obtidos considerando as regras da IIW e do EUROCÓDIGO estão apresentados nas Tabelas 4.1 e 4.2 para os tipos A e B, respectivamente.

Tabela 4.1: Danos calculados a partir das tensões do modelo local – tipo A

TIPO A - ABAQUS	
<u>Danos</u>	
PASSAGEIROS	
0,00038698	IIW
0,000216084	EUROCÓDIGO
MERCADORIAS 100 km/h	
0,006050084	IIW
0,003387048	EUROCÓDIGO

MERCADORIAS 95 km/h	
0,006529298	IIW
0,003654062	EUROCÓDIGO

Tabela 4.2: Danos calculados a partir das tensões do modelo local – tipo B

TIPO B - ABAQUS	
Danos	
PASSAGEIROS	
0,000128492	IIW
7,16482E-05	EUROCÓDIGO
MERCADORIAS 100 km/h	
0,003529006	IIW
0,001975677	EUROCÓDIGO
MERCADORIAS 95 km/h	
0,003372351	IIW
0,001887174	EUROCÓDIGO

Para o cálculo do dano anual, foi considerada a passagem de 41 trens por dia de passageiros, 7 trens de mercadorias com velocidade de 100 km/h e 7 trens de mercadorias com velocidade de 95 km/h, conforme dados indicados por Martins, 2020. A tabela 4.3 apresenta os resultados de dano anual e de vida útil para o tipo A e a tabela 4.4 para o tipo B.

Tabela 4.3: Dano anual calculado a partir das tensões do modelo local – tipo A

DANO ANUAL	
0,103921865	IIW
0,058147223	EUROCÓDIGO

VIDA ÚTIL (ANOS)	
9,622614035	IIW
17,1977258	EUROCÓDIGO

Tabela 4.4: Dano anual calculado a partir das tensões do modelo local – tipo B

DANO ANUAL	
0,053577651	IIW
0,029977528	EUROCÓDIGO

VIDA UTIL (ANOS)	
18,66449889	IIW
33,35832083	EUROCÓDIGO

Analisando os valores estimados para a vida útil da estrutura, percebe-se que os resultados são extremamente insatisfatórios, considerando os dois normativos estudados. Essas estruturas são normalmente dimensionadas para uma vida útil de 100 anos, o que evidencia ainda mais a necessidade de reparação.

4.3 Resultados com o reforço da região crítica em FRP

Com a introdução da chapa de FRP, foram coletados dados referentes ao estado de tensão e à tensão principal de *Hot Spot* e calculados o dano linear acumulado e a vida útil da estrutura com o reforço.

4.3.1 Distribuição de tensões do modelo local considerando o reforço em FRP

A Figura 4.19 apresenta a distribuição de tensões principais para o trem de passageiros no passo de tempo 434 considerando a estrutura reforçada com FRP. A figura 4.20 ilustra esse comportamento para o substep 363. Esses instantes de tempo foram escolhidos para efeito de comparação com os resultados coletados para a estrutura original, sem a presença do FRP.

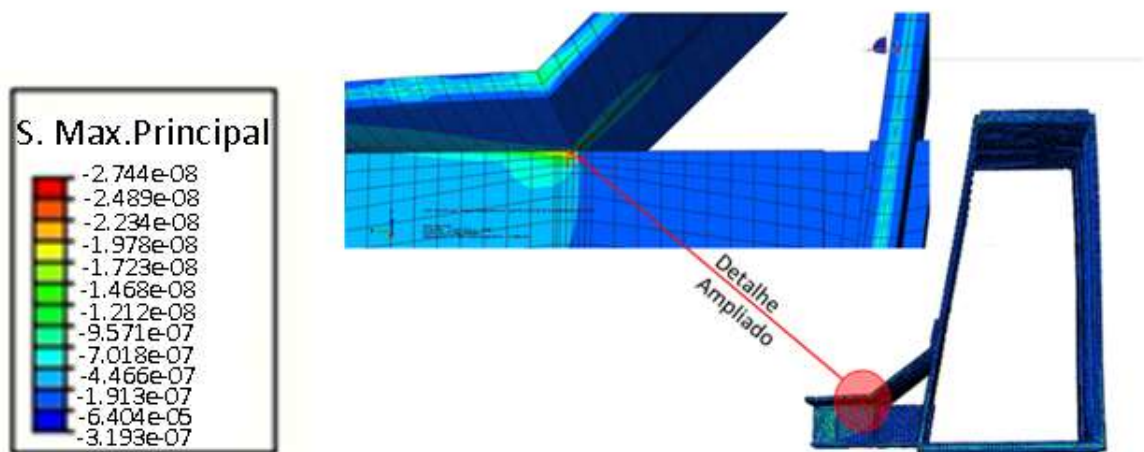


Figura 4.19: Distribuição de tensões principais no substep 434 – Trem de passageiros com FRP – Tipo A

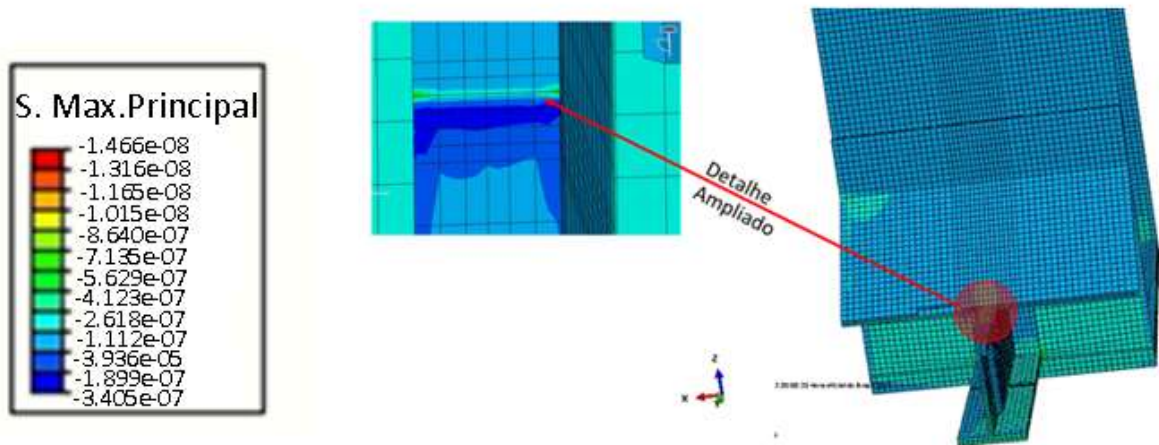


Figura 4.20: Distribuição de tensões principais no substep 363- Trem de passageiros com FRP– Tipo B

Na tabela 4.5, estão apresentados os dados compilados das tensões máximas principais da estrutura sem reforço e com reforço para os dois tipos estudados. Percebe-se que houve uma redução dessa tensão com a introdução das chapas de FRP.

Tabela 4.5: Tensão máxima principal da estrutura com reforço e sem reforço

TENSÃO MÁXIMA PRINCIPAL (MPa)			
SEM REFORÇO		COM REFORÇO	
TIPO A	TIPO B	TIPO A	TIPO B
$3,163 \times 10^8$	$1,722 \times 10^8$	$2,744 \times 10^8$	$1,466 \times 10^8$

4.3.2 Tensão principal de *Hot Spot* – Estrutura reforçada

A Figura 4.21 mostra o gráfico obtido para a tensão de *Hot Spot* Tipo A da estrutura reforçada utilizando o Abaqus e considerando o trem de passageiros. Já a Figura 4.22 ilustra o resultado para o Tipo B.

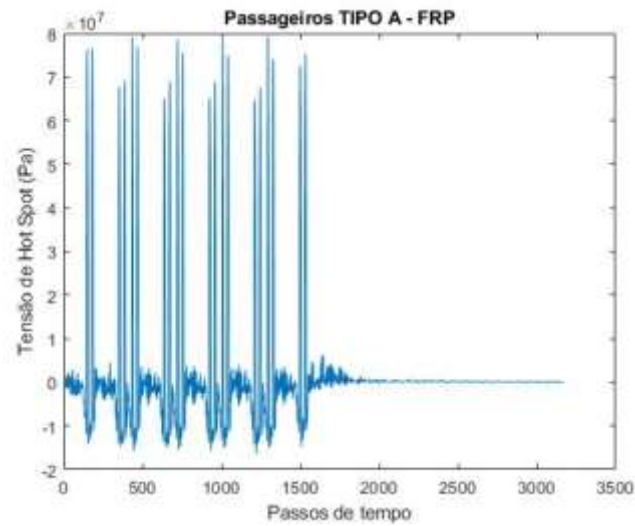


Figura 4.21: Tensão principal de *Hot Spot* em função do tempo– TIPO A - Estrutura reforçada sujeita ao tráfego de trem de passageiros

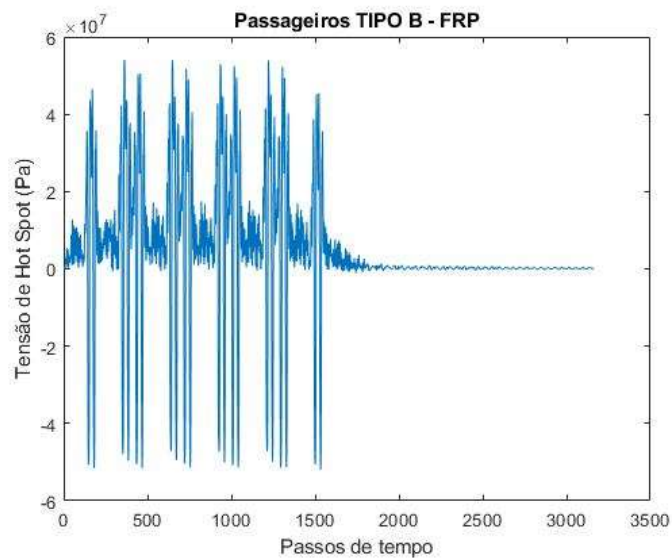


Figura 4.22: Tensão principal de *Hot Spot* em função do tempo– TIPO B - Estrutura reforçada sujeita ao tráfego de trem de passageiros

Para o trem de mercadoria com velocidade de 95km/h, as figuras 4.23 e 4.24 apresentam as tensões de *Hot Spot* para estrutura reforçada considerando os detalhes tipos A e B, respectivamente.

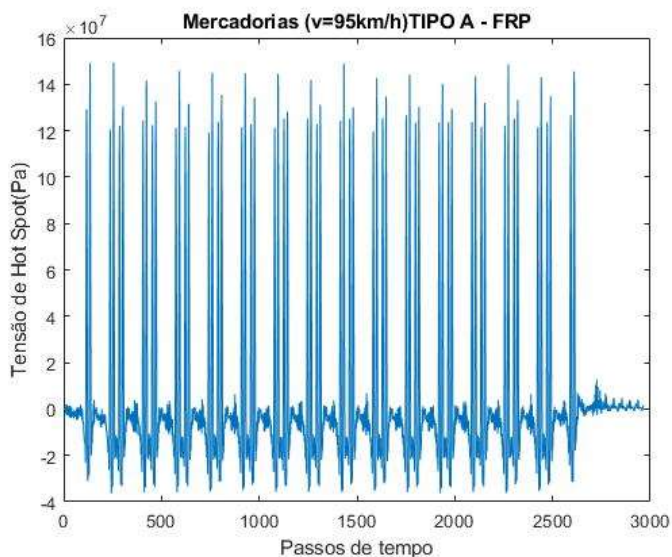


Figura 4.23: Tensão principal de *Hot Spot* em função do tempo– TIPO A - Estrutura reforçada sujeita ao tráfego de trem de mercadorias - V=95 km/h

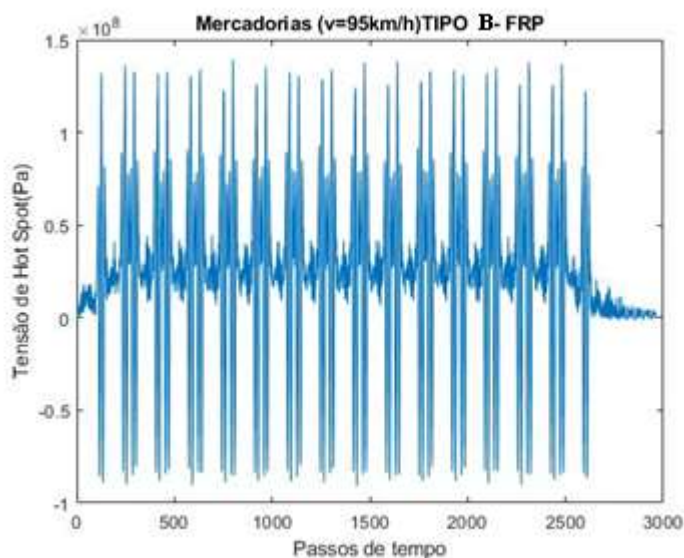


Figura 4.24: Tensão principal de *Hot Spot* em função do tempo– TIPO B - Estrutura reforçada sujeita ao tráfego de trem de mercadorias - V=95 km/h

Finalmente, para o trem de mercadoria com velocidade de 100km/h, as figuras 4.25 e 4.26 apresentam as tensões de *Hot Spot* para estrutura reforçada considerando os detalhes tipos A e B, respectivamente.

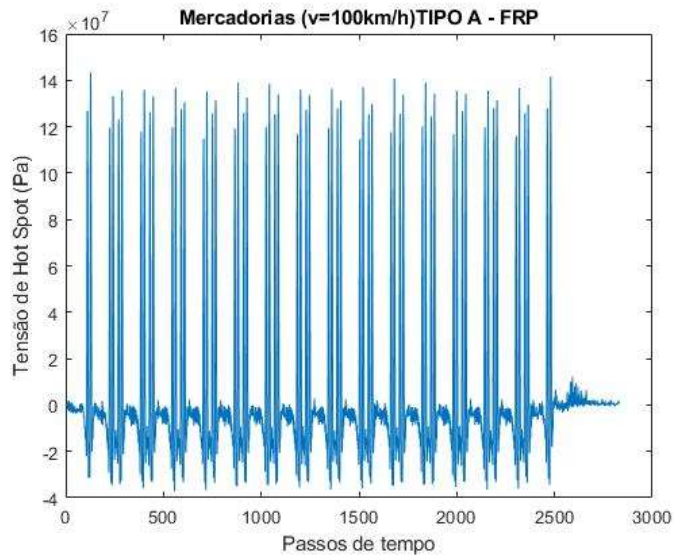


Figura 4.25: Tensão principal de *Hot Spot* em função do tempo – TIPO A – Estrutura reforçada sujeita ao tráfego de trem de mercadorias - $V=100$ km/h

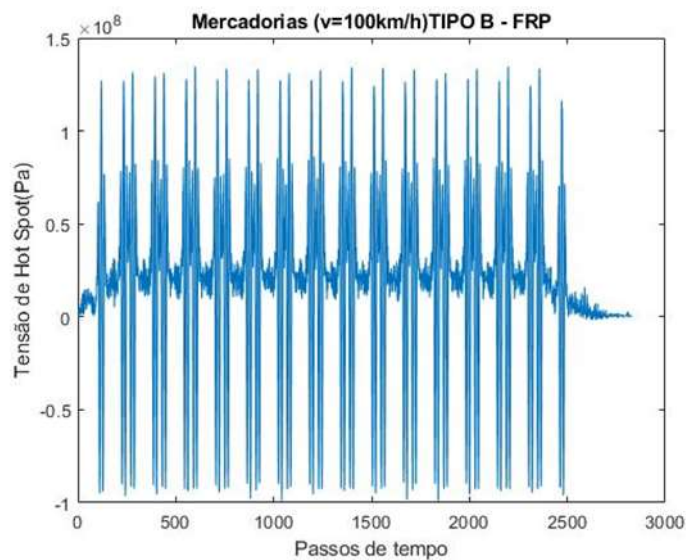


Figura 4.26: Tensão principal de *Hot Spot* em função do tempo– TIPO B - Estrutura reforçada sujeita ao tráfego de trem de mercadorias - $V=100$ km/h

Com a análise dos gráficos da tensão principal de *Hot Spot* em função do tempo percebe-se uma redução dos picos de tensão pela presença do reforço ao comparar com resultados apresentados na seção 4.2.2. Na estrutura original, a tensão apresentada era praticamente da ordem de 10^8 Pa, em todos os casos estudados, diminuindo para 10^7 Pa no trem de passageiros e de mercadorias tipo A com a inserção das chapas. Para o tipo B, no trem de mercadorias, também houve redução dos picos de tensão.

4.3.3 Dano Linear Acumulado e Vida em fadiga – Estrutura reforçada

As tabelas 4.6 e 4.7 apresentam os valores encontrados para os danos para cada passagem dos três trens analisados no estudo

Tabela 4.6: Dano obtido na estrutura reforçada para cada passagem de trem – tipo A

TIPO A	
<u>Danos</u>	
PASSAGEIROS	
0,00002925	IIW
0,00001638	EUROCÓDIGO
MERCADORIAS 100 km/h	
0,000540523	IIW
0,000302604	EUROCÓDIGO
MERCADORIAS 95 km/h	
0,000565524	IIW
0,000316547	EUROCÓDIGO

Tabela 4.7: Dano obtido na estrutura reforçada para cada passagem de trem – tipo B

TIPO B	
<u>Danos</u>	
PASSAGEIROS	
0,000055176	IIW
0,000030633	EUROCÓDIGO
MERCADORIAS 100 km/h	
0,001504391	IIW
0,000842135	EUROCÓDIGO
MERCADORIAS 95 km/h	
0,001393313	IIW
0,000779616	EUROCÓDIGO

Na tabela 4.8, são apresentados os resultados de dano anual e de vida útil da estrutura com FRP para o tipo A e na tabela 4.9 para o tipo B.

Tabela 4.8: Dano anual e vida útil na estrutura reforçada para cada passagem de trem – tipo A

DANO ANUAL	
0,008941607	IIW
0,005005574	EUROCÓDIGO

VIDA ÚTIL (ANOS)	
111,836721	IIW

199,7772717	EUROCÓDIGO
-------------	------------

Tabela 4.9: Dano anual e vida útil na estrutura reforçada para cada passagem de trem – tipo B

DANO ANUAL	
0,022546128	IIW
0,012608226	EUROCÓDIGO

VIDA ÚTIL (ANOS)	
44,35351464	IIW
79,31329841	EUROCÓDIGO

Os resultados mostram um acréscimo extremamente significativo na vida útil da estrutura, passando de aproximadamente 10 anos para mais de 111 anos, no caso de *Hot Spot* tipo A, pela análise da IIW (2008) e de pouco mais de 17 anos para quase 200 anos pela abordagem do Eurocódigo EN-1993-1-9 (2005). No caso de *Hot Spot* tipo B, o ganho de vida útil foi um pouco menor, embora também tenha sido significativo. Pela IIW (2008), a mudança foi de aproximadamente 19 anos para cerca de 44 anos e pelo Eurocódigo EN-1993-1-9 (2005) de 33 anos para 79 anos.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Conclusões

Esse trabalho foi desenvolvido com o objetivo de determinar a vida em fadiga das ligações críticas da Ponte de Eastingdon, localizada no Reino Unido. Para isso, utilizou-se a análise global-local e o carregamento por cargas móveis obtido a partir dos trens que transitam pela ponte em estudo. Essas informações associadas aos tipos de trens que passam na linha e às velocidades críticas de circulação empregadas nesse estudo foram fornecidas pela British Rail, uma companhia ferroviária britânica. Posteriormente, o componente estrutural foi reforçado com chapas de FRP para fins de avaliar as melhorias proporcionadas por esse reforço em termos de diminuição do dano linear acumulado e consequente elevação da vida útil.

Inicialmente, foram determinadas as tensões principais em função do tempo utilizando os softwares Abaqus e Ansys. O modelo global foi parcialmente desenvolvido no estudo de Mohabeddine (2019), no programa Ansys, e aperfeiçoado nesse trabalho. Como o objetivo do trabalho é avaliar o reforço da estrutura, um modelo local no Abaqus foi desenvolvido para ampliar as possibilidades de análises e aproveitar as funcionalidades de ambos os softwares. A partir desse modelo local, foram extraídas as tensões em cada ponto de *Hot Spot*, sendo os resultados organizados em gráficos para fins de comparação.

As análises dos resultados obtidos a partir das simulações computacionais em ambos os programas foram similares, apresentando valores máximos de tensão semelhantes e em instantes de tempo iguais. As tensões de *Hot Spot* no detalhe em questão foram determinadas a fim de possibilitar a avaliação da vida em fadiga. A partir das tensões de *Hot Spot*, o dano linear acumulado e a vida útil correspondente foram calculados para os detalhes dos tipos A e B. Para esse cálculo foram adotadas as abordagens constantes na IIW (2008) e no Eurocódigo EN 1993-1-9 (2005). Observou-se que a recomendação da IIW (2008) gerou resultados mais rigorosos que os do Eurocódigo EN 1993-1-9 (2005). O coeficiente de segurança parcial da IIW (2008) é ligeiramente inferior ao do Eurocódigo 1993-1-9 (2005), porém a curva S-N da IIW (2008) é mais conservadora que a curva S-N da Eurocódigo EN 1993-1-9 (2005), para uma categoria de detalhe semelhante. Somando-se a isso, tem-se o fato de que o dano máximo recomendado pela

IIW (2008) é a metade do apresentado no Eurocódigo EN-1993-1-9 (2005), influenciando a avaliação da vida em fadiga.

Por fim, a ligação foi reforçada por uma chapa dos dois lados da alma das vigas transversais. Pela análise dos gráficos da tensão principal de *Hot Spot* em função do tempo, percebe-se uma redução dos picos de tensão com a presença do reforço. Na estrutura original, a tensão apresentada era da ordem de 10^8 Pa, diminuindo para 10^7 Pa com a inserção das chapas. Com essa redução, observou-se um acréscimo extremamente significativo na vida útil da estrutura, passando de aproximadamente 10 anos para mais de 111 anos, no caso de *Hot Spot* tipo A, pela análise da IIW (2008) e de 17 anos para quase 200 anos pela abordagem do Eurocódigo EN-1993-1-9 (2005). No caso de *Hot Spot* tipo B, o ganho de vida útil foi um pouco menor, embora também tenha sido significativo. Pela IIW (2008), a mudança foi de aproximadamente 19 anos para cerca de 44 anos e pelo Eurocódigo EN-1993-1-9 (2005) de 33 anos para 79 anos. Esses resultados evidenciam que o FRP é uma solução para reforço extremamente promissora na recuperação de estruturas de aço, porém é importante ressaltar que a sua utilização deve ser realizada antes que os níveis de danos das construções atinjam valores elevados e a trinca se inicie.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Com o desenvolvimento desse trabalho, sugere-se para o desenvolvimento de projetos futuros os tópicos listados a seguir:

- Análise da vida em fadiga da estrutura com a inserção da chapa de apenas um dos lados da alma das vigas;
- Avaliação da vida em fadiga dos componentes estruturais da ponte considerando o aumento do fluxo de trens com o passar dos anos por meio de modelos estatísticos;
- Extensão das análises para outras estruturas considerando as peculiaridades de cada local;
- Considerar modelos constitutivos não lineares para a simulação do comportamento do adesivo estrutural entre a estrutura e o FRP;
- Avaliar o comportamento de ligações com trincas existentes, com tratamento de *stop hole* e posterior aplicação do FRP.

6 REFERÊNCIAS

AASHTO. **American Association of State Highway and Transportation Officials**, Standard Specifications for Highway Bridges, 16th Ed. Washington, D.C., 2000.

ALBUQUERQUE, C. M. C. **Comportamento Dinâmico de Pontes com Tabuleiro Ortotrópico em Vias de Alta Velocidade**. 2008. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.

ALENCAR, G.; FERREIRA, G. **Fatigue Assessment of a High-Speed Railway Composite Steel-Concrete Bridge by the Hot-Spot Stress Method**. International Journal of Structural Integrity, 2018.

ALENCAR, G.; JESUS, A.; SILVA, J.G, S.; CALÇADA, R. **Fatigue cracking of welded railway bridges: a review**. Engineering Failure Analysis, 2019.

ANDRADE, P.; SANTOS, J.; ESCÓRCIO, P. **Direct Integration Method versus Superposition Method, on Predicting Staircases Vibrations**. 1st Virtual European Conference on Fracture, Portugal, 2020.

ARIDURU, S. **Fatigue life calculation by Rainflow cycle counting method**. Middle East Technical University, 2004.

ASTM. **Standard Test Method for Uniaxial Fatigue Properties of Plastics**, USA, 2012.

AYGÜL, M. **Fatigue analysis of welded structures using the finite element method**. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. University of Technology, Suécia, 2012.

BAKER, K. A., KULAG, G.L. **Fatigue Strength of two steel details – Report 105**. Edmonton, Alberta, Canadá, 1982

BASSETTI, A., LIECHTI, P., NUSSBAUMER, A. **Fatigue resistance and repairs of riveted bridge members**, Eur. Struct. Integr. Soc., vol. 23, no. C, pp. 207–218, 1999

BOLINA, C.C.; PALECHOR, E.U.L.; VÁSQUEZ, M.P.R.; NICACIO, W.G.; GUTIERRES, M.P.D.; LOPEZ, A.A.O. **Vibrações: as frequências naturais estimada e experimental de uma estrutura**. Congresso Nacional de Matemática Aplicada à Indústria, Goiás, 2014.

BRANCO, M.C., **Fadiga de Estruturas Soldadas**, Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa, 1987.

BRANCO, M. C., **Fadiga de Estruturas Soldadas**. Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa, 1999.

BS 7608: **Fatigue Design and Assessment of Steel Structures** British Standards Institution. London, 1993.

CALENZANI, A.F.G. **ANÁLISE DINÂMICA NO DOMÍNIO DA FREQUÊNCIA DE SISTEMAS COM AMORTECIMENTO NÃO CLÁSSICO**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Espírito Santo, 2002.

CARVALHO, F.W.L. **PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL PARA AVALIAÇÃO DO FATOR DE AMORTECIMENTO EM ESTRUTURAS**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, 2002.

CHAMINDA, S.; OHGA,R.;DISSANAYKE,R.;TANIWAKI,K. **Different approaches for remaining fatigue life estimation of critical members in railway bridges**. Steel Structures, v.7, 2007.

COLOMBI P, POGGI C. **Strengthening of tensile steel members and bolted joints using adhesively bonded CFRP plates**. Construction and Building Materials, 2006.

CORREIA, J.A.F.O.; JESUS, A.M.O.; SILVA, A.L.L. **Simulação por elementos finitos de curvas S-N de ligações rebitadas**. Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões, 2011.

COSTA, G.N.C. **Simulação do comportamento à fadiga de uma ligação rebitada vigapilar**. Dissertação de mestrado. Universidade do Porto, 2016.

CRAIG JR., R. R.; KURDILA, A. J. **Fundamentals of Structural Dynamics**, 2 ed., Hoboken, New Jersey. John Wiley & Sons, Inc.: 2006.

CREMONA, C., PATRON, A., JOHANSSON, B., LARSSON, T., EICHLER, B., HÖHLER, S. KÜHN, B. **Improved assessment methods for static and fatigue resistance of old steel railway bridges**. Projeto de Pesquisa Pontes Sustentáveis- Avaliação para demandas de tráfego futuras e vidas mais longas. European Commission, 6th Framework Programme, 2007.

DAVIS, D.B., **Finite element modeling for prediction of low frequency floors vibrations due to walking**. Virginia Polytechnic Institute, Virginia, USA, 2008.

DONG, P. **A structural stress definition and numerical implementation for fatigue analysis of welded joints**, Elsevier, Int J Fatigue, 2001.

ELLWANGER, G.B., **“Tecnologias de exploração de petróleo”**. Apostila cursos de Mestrado e doutorado PEC – COPPE – UFRJ – 2009.

ERRI D214/RP9 (2001) – **Railway bridges for speeds >200 km/h**. European Rail Research Institute (ERRI), Final Report, Utrecht.

EUROCÓDIGO: EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION - EN 1990:2002. **Eurocódigo: Basis of Structural Designs**. Brussels, 2002.

EUROCÓDIGO: EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION - EN 1991-2:2003. **Eurocódigo 1: Actions on structures. Part 2: Traffic Loads on Bridges**. Brussels, 2003.

EUROCÓDIGO: EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION - EN 1993-1-9:2005. **Eurocódigo 3: Design of steel structures. Part 1-9: Fatigue**. Brussels, 2005.

FAUCONNIER, M. **Renforcement du viaduct d'Austerlitz par soudure à l'arc électrique.** Segundo Congr. Int. Assoc. Bridg. Struct. Eng., Berlim-Munique, 1936.

FAWZIA S, ZHAO XL, AL-MAHAIDI R, RIZKALLA S. **Bond characteristics between CFRP and steel plates in double strap joints.** Advances in Steel Construction – An International Journal 2005.

FERREIRA, G. C. **Análise À Fadiga de um Viaduto Ferroviário para Tráfego de Comboios de Alta Velocidade.** 2017. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal.

FERREIRA, W. G; **Análise Dinâmica no Domínio da Frequência de Sistemas Estruturais,** 1ed. Vitória, ES, Editora Enfoque Comunicação e Marketing Ltda, 2002.

FERRO, R.M. **Análise Dinâmica de Estruturas de aço suportes de máquinas rotativas.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Espírito Santo, 2014.

FIGUEIREDO, I.M.P. **Tempo Efectivo de um Sistema: ciclos Rainflow e ciclos Min-max.** Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Dissertação de Mestrado, 2004.

FONSECA, M, C.; SOUZA, F.T.; PAULA, G.D. **Verificação à Fadiga de suportes de apoio soldados de um transportador de correia de alto-forno.** Revista Eletrônica de Engenharia Civil, volume 15, 2019.

GATTI, A.C. **Análise Dinâmica Linear de Pórticos Planos pelo Método dos Elementos Finitos.** 2006. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Campinas.

GHAFOORI, E. et al., **A strengthening theory to prevent fatigue crack initiation in old metallic bridges, Maintenance, Monit. Safety, Risk Resil. Bridg. Bridg.,** 2016.

HESHMATI, M. **Fatigue Life Assessment of Bridge Details Using Finite Element Method.** Dissertação de Mestrado. Programme Structural Engineering and Building Performance Design. Chalmers University of Technology, Gothenburg, Sweden, 2012.

HU, L.; FENG, P.; ZHAO, X.L. **Fatigue design of CFRP strengthened steel member.** Thin-Walled Structures, 2017.

IIW: HOBACHER, A. **Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components.** International Institute of Welding, vlrdoc. XIII-2151r4-07/XV-1254r4-07. Paris, França, 2008.

IN2TRACK2. **Assessment and Improvement of Tunnels and Bridges Sub-task 5.4.2: Fatigue Capability Improvement.** 2020.

JUNIOR, J.L.S. **ANÁLISE EXPERIMENTAL ESTÁTICA E DINÂMICA DE VIGA DE CONCRETO ARMADO REFORÇADA COM BARRAS EXTERNAS PROTENDIDAS.** Universidade Federal da Paraíba, 2019.

JUVANDES, L. **Aplicações de compósitos FRP no reforço de estruturas.** FEUP/LABEST. Porto, Portugal, 2011.

KNIGHT, N.F., RANSOM, J.B. **Global/local methods research using a common structural analysis framework.** Finite Elements in Analysis and Design. 91-112, 1991.

LANHAO, Z.; TONGCHUN, L. **An Efficient Finite Element Dynamic Sub-Modeling Approach Using the Local Mesh Refinement Technique**. 11th ASCE Aerospace Division International Conference (Earth and Space 2008). Long Beach, CA, USA, 2008.

LARA, R.S. **Análise de concentração de tensões em juntas soldadas**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2016.

LAGE, C.M. **Fadiga em Estruturas Metálicas Tubulares Soldadas**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto, 2008.

LEE, Y. L. et al. **Fatigue testing and analysis**. Elsevier, 2005.

LEITE, R. G. C.; JESUS, A. M. P.; CORREIA, J.; RAPOSO, P.; JORGE, R. N.; PARENTE, M. P.; CALÇADA, R. **A methodology for a global-local fatigue analysis of ancient riveted metallic bridges**. International Journal of Structural Integrity, vol. 9, 2018.

LIRA JÚNIOR, J. D., **Análise de Fadiga em Juntas Soldadas pelo Processo MIG/Laser Utilizando o Método dos Elementos Finitos**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2006.

LI,Z.X, CHAN,T.,YU,Y.,SUN,Z. **Concurrent multi-scale modeling of civil infrastructures for analyses on structural deterioration – Part I: Modeling methodology and strategy**. Finite Elements in Analysis and Design, 2009.

LIU, H., AL-MAHAIDI, R., ZHAO, X. L **Experimental study of fatigue crack growth behaviour in adhesively reinforced steel structures**, Compos. Struct., 12–20, 2009

LIU, Z., CORREIA, J., CARVALHO, H., MOURÃO, A., DE JESUS, A., CALÇADA, R.,BERTO, F. **Global-local fatigue assessment of an ancient riveted metallic bridge based on submodelling of the critical detail**. Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures, 2018.

MACEDO, L.V.S. Estruturas Mecânicas e de Veículos- Notas de Aula. **Análise Modal e Método da Superposição Modal**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2020.

MALIKOUTSAKIS M.; SAVAIDIS G., **An Approach to the Effective Notch Stress Concept to Complex Geometry Welds Focusing on the FE Modeling of Weld Ends**. Universidade Aristóteles de Tessalônica, Grécia, 2009.

MARQUES, O.A. **Utilização do algoritmo de Lanczos em Blocos na Análise Dinâmica de Estruturas**. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1991.

MARQUES, P.V.; MODENESI, P.J.; BRACARENSE, A.Q. **Soldagem Fundamentos e Tecnologia**. 3ª edição atualizada. Belo Horizonte. Editora UFMG, 2009.

MARTINS, P.M.P. **Avaliação do comportamento à fadiga de uma ponte ferroviária metálica**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Especialização em estruturas). Universidade do Porto, 2020.

MARTINSSON, J. **Fatigue assessment of complex welded steel structures**. Instituto Real de Tecnologia, Estocolmo, 2005.

- MENDES, J.A.V. **Comportamento à Fadiga de Pontes Metálicas Ferroviárias Reforçadas com FRP's**. Dissertação de Mestrado. Universidade do Porto, 2019.
- MENDES, P.T.F. **Análise dinâmica de uma estrutura. Estudo numérico e experimental**. Dissertação de mestrado. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2012.
- MILLER T.C, CHAJES M.J, MERTZ D.R, HASTINGS J.N. **Strengthening of a steel bridge girder using CFRP plates**. Journal of Bridge Engineering, ASCE 2001.
- MIRANDA, A.J.C. **ANÁLISE DINÂMICA DE ESTRUTURAS COM PROGRAMAS DE CÁLCULO AUTOMÁTICO**. 2009. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- MOHABEDDINE, A, MALIK, G, CORREIA, J, SILVA, F, JESUS, A, FANTUZZI, N, CASTRO, J.M. **Experimental parametric investigation on the behavior of adhesively bonded CFRP/steel joints**. Composite Structures, ELSEVIER, 2023.
- MOHABEDDINE, A, CORREIA, J, MONTENEGRO, P.A, JESUS, A, CASTRO, J.M, CALÇADA, R, BERTO, F. **An approach for predicting fatigue life of CFRP retrofitted metallic structural details**. International Journal of Fatigue, ELSEVIER, 2022.
- MOHABEDDINE, A. I. **Enhanced Fatigue and Seismic Performance of Metallic Structures Retrofitted with CFRP**. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Projeto de tese de investigação, 2019.
- MONTEIRO, B.B. **Análise Modal de Vigas Engastadas para Identificação das Propriedades Mecânicas de três Fibras de Carbono utilizando para Validação Computacional o Método dos Elementos Finitos**. Universidade Federal do Espírito Santo, 2014.
- MORAWSKI,A.P. **Estimação da vida de fadiga de tubulações de transporte de petróleo sujeitas a carregamentos estocásticos**. Universidade Federal do Espírito Santo, 2013.
- NIEMI E.J. **Recomendações sobre a determinação de estresse para análise de fadiga de componentes soldados**. Instituto Internacional de Soldagem, 1995.
- NÓBREGA, P.G.B.; HANAI, J.B. **A Análise Modal na Avaliação de Estruturas de Concreto Pré-moldado**. 1 º. Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto pré-moldado.. São Carlos, 2005.
- NOVELLI, L. **Uma nova metodologia para solução de modelos não lineares utilizando estratégia global-local**. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, 2019.
- NOZAKA K, SHIELD C.K, HAJJAR J.F. **Effective bond length of carbon-fiberreinforced polymer strips bonded to fatigued steel bridge I-girders**. Journal of Bridge Engineering, ASCE 2005.
- NUSSBAUMER, A. ET AL. **Fatigue Design of Steel and Composite Structures: Eurocódigo 3: Design of Steel Structures Part 1-9 – Fatigue Eurocódigo 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures**. ECCS Eurocódigo Design Manuals, 2011. 311 p.
- PALMA, E. S. **Unidade 3: Falhas por Fadiga - Rainflow**: Belo Horizonte: Sonoro-vídeo, 2015. Color.

- PEREIRA, H.F.S.G. **Comportamento à Fadiga de Componentes Estruturais sob a Acção de Solicitações de Amplitude Variável**. Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, 2006.
- PRAZZO, C.E. **Análise Modal de uma Estrutura do Tipo Viga Utilizando Materiais Piezelétricos (PVDF) como Sensores**. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia , 2011.
- PRETTI, L. A. **Vibrações em Pavimentos de Edifícios Originadas Pelas Ações Humanas - Aspectos Normativos e Teóricos**. Universidade Federal do Espírito Santo, 2012.
- POUTIAINEN, I, TANSKANEN, P, MARQUIS, G. **Finite element methods for structural hot spot stress determination - a comparison of procedures**, Elsevier, Int. J.Fatigue, 2004.
- RAIL, Network, **ASSESSMENT REPORT: River Tone Underbridge**. Network Rail, 2012
- RAIL, Network, **BRIDGE VISUAL : EASTINGTON ROAD**,2017
- RANSOM, J. B. e KNIGHT, N. F. **Global-local stress analysis of composite panels**. NASA Technical Memorandum, 1989.
- RANTALAINEN, T. **SIMULATION OF STRUCTURAL STRESS HISTORY BASED ON DYNAMIC ANALYSIS**. University of Technology, 2012.
- RÊGO, E.M.F. **Modelagem de conexão e parafuso em ponte ferroviária para análise de fadiga**. Dissertação de mestrado. Universidade de Brasília, 2013.
- REZENDE, F.R. **ESTUDO NUMÉRICO EM DINÂMICA DE ESTRUTURA ATRAVÉS DE ANÁLISE NOS DOMÍNIOS DE TEMPO E FREQUÊNCIA**. Universidade Federal de Ouro Preto, 2015.
- RIBEIRO, D. R. F. **Comportamento Dinâmico de Pontes sob Acção de Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade**. 2004. Dissertação de Mestrado – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- RIMOLA, BRUNO DIAS., **Análise dinâmica de plataformas de aço para produção de petróleo com base na consideração do efeito da interação solo-estrutura**. Dissertação de Mestrado. Universidade do Estado do Rio de Janeiro,2010.
- RODRIGUES, M.P.G. **Modelação do comportamento à fadiga de ligações rebitadas com múltiplos rebites**, Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, 2013.
- ROHSIG, T.; KUNST, S.R.; SCHEFFEL, L, F.; FUHR, L, T.; CARONE, C.L.P.; MORISSO, F.D.P.; FERREIRA, J.Z.; OLIVEIRA, C.T. **Análise de solda em estrutura metálica pelo processo MIG/MAG**. Revista Tecnologia e Tendências, n.2, 2019.
- ROSA, E. **Análise de Resistência Mecânica (Mecânica da Fratura e Fadiga)**. Universidade Federal de Santa Catarina, Departamento de Engenharia Mecânica, 2002.
- SAVAIDIS, G. VORMWALD,M. **Hot-spot stress evaluation of fatigue in welded structural connections supported by finite element analysis**. International Journal of Fatigue, 2000.
- SCHNERCH D, STANFORD K, SUMMER E, RIZKALLA S. **Strengthening steel structures and bridges with high modulus carbon fiber reinforced polymers: Resin selection and scaled monopole behaviour**. Transportation Research Record, 2004.

SILVA, T.F.F. **ANÁLISE DE FADIGA DE PLATAFORMAS METÁLICAS FIXAS**. Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2010.

SILVEIRA, J.A, MEZZOMO,G.P, GOEDEL,F. **Avaliação dos métodos da tensão estrutural e curva mestre para determinação da vida em fadiga de junta soldada**. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería. 2017.

SORIANO, H. L. **Introdução à Dinâmica das Estruturas**, 1 ed., Rio de Janeiro: Elsevier, 2014.

TAKAHASHI, B.X. **Metodologia Moderna para Análise de Fadiga Baseada em Elementos Finitos de Componentes Sujeitos a Fadiga Uni e Multiaxial** , Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo. 2014.

TAVAKKOLIZADEH, M., SAADATMANESH, H. **Fatigue Strength of Steel Girders Strengthened with Carbon Fiber Reinforced Polymer Patch**, J. Struct. Eng.. 186–196, 2003.

TEIXEIRA, R.M. **Metodologias para modelagem e análise da fadiga em ligações rebitadas com aplicação em pontes metálicas ferroviárias**. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, 2015.

TEIXEIRA, R.S. **Metodologia de análise de fadiga em componentes estruturais de aço baseada na mecânica da fratura**. Dissertação de mestrado. Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, 2004.

TOLEDO, R.C.P.L. **Um estudo sobre métodos de integração direta para a análise dinâmica não-linear de estruturas**. Dissertação de Mestrado. Universidade Feral do Rio de Janeiro, 1983.

TORRI, A.J. **ANÁLISE DINÂMICA DE ESTRUTURAS COM O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS GENERALIZADO**. 2012. Tese de doutorado. Universidade Federal do Paraná, Curitiba.

VIANA, C.O. **Avaliação Global-Local da vida em fadiga de uma junta soldada do vão de acesso da ponte de Alcácer do Sal**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Minas Gerais, 2019.

VIDOTTE, C.H.A. **Análise Estrutural parcial e dimensionamento de solda de um eixo Tandem**. Faculdade Horizontina. Curso de Engenharia Mecânica, 2014.

VILELA, P.M.L.; CARVALHO, H.; GRILO, L.F.; MONTENEGRO, P.A., CALÇADA, R.B. **Unitary model for the analysis of bolted connections using the finite element method**. Engineering Failure Analysis, 2019.

VITÓRIO, J.A.P. **Conservação, Danos Estruturais e Reforço de Pontes Metálicas e Mistas**. X Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, 2018.

WAINER, E.; BRANDI, S. D.; MELLO, F.D.H. **Soldagem: Processos e Metalurgia**. São Paulo: Blucher, 1992. 494 p.

WANG, H.T., WU, G., JIANG, J.B. **Fatigue behavior of cracked steel plates strengthened with different CFRP systems and configurations**, J. Compos. Constr., 1–9, 2016

XIA S.H, TENG J.G. **Behaviour of FRP-to-steel bonded joints**. Proceedings of the international symposium on bond behaviour of FRP in structures. Hong Kong: International Institute for FRP in Construction; 2005.

ZAFARI, B.;QURESHI,J.;MOTTRAM, J.T.;RUSEV,R. **Static and fatigue performance of resin injected bolts for a slip and fatigue resistant connection in FRP bridge engineering**. Structures, 2016.

ZHAO, X.L.; ZHANG, L. **State-of-the-art review on FRP strengthened steel structures**. Engineering Structures, 2007.