RITERMAYER MONTEIRO TEIXEIRA

**Metodologias para modelagem e análise da fadiga em ligações
rebitadas com aplicação em pontes metálicas ferroviárias**

São Paulo
(2015)

RITERMAYER MONTEIRO TEIXEIRA

**Metodologias para modelagem e análise da fadiga em ligações rebitadas
com aplicação em pontes metálicas ferroviárias**

Tese apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo para obtenção do
título de Doutor em Ciências

Orientador: Prof. Dr. Túlio Nogueira
Bittencourt.

São Paulo
(2015)

RITERMAYER MONTEIRO TEIXEIRA

**Metodologias para modelagem e análise da fadiga em ligações rebitadas
com aplicação em pontes metálicas ferroviárias**

Tese apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo para obtenção do
título de Doutor em Ciências

Área de Concentração: Engenharia de
Estruturas

Orientador: Prof. Dr. Túlio Nogueira
Bittencourt.

São Paulo
(2015)

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 6 de Novembro de 2015

Assinatura do autor:

Assinatura do orientador:

Catálogo-na-publicação

Teixeira, Ritermayer Monteiro

Metodologias para modelagem e análise da fadiga em ligações rebitadas com aplicação em pontes metálicas ferroviárias / R. M. Teixeira – versão corr. – São Paulo, 2015.
312 p.

Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Pontes metálicas 2.Fadiga 3.Ligações rebitadas 4.Elementos finitos
5.Modelagem local I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica.
Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t.

*Dedico este trabalho à minha mãe, Rubenita
de Oliveira Monteiro, e à minha esposa, Rúbia
Jussara da Silva.*

SUMÁRIO GERAL

SUMÁRIO GERAL.....	v
AGRADECIMENTOS.....	vi
RESUMO	vii
ABSTRACT	ix
SUMÁRIO.....	xi
LISTA DE ILUSTRAÇÕES	xv
LISTA DE TABELAS	xxvi
1. INTRODUÇÃO	28
2. ABORDAGENS PARA AVALIAÇÃO DA FADIGA COM APLICAÇÃO EM PONTES COM LIGAÇÕES REBITADAS.....	38
3. MODELAGEM DO COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES REBITADAS.....	97
4. UMA METODOLOGIA PARA ANÁLISE GLOBAL-LOCAL DA FADIGA EM PONTES FERROVIÁRIAS COM DETALHES REBITADOS.....	149
5. ANÁLISE GLOBAL DA PONTE SOBRE O RIO FUNDÃO	178
6. MODELAGEM HIERÁRQUICA E LOCAL DAS LIGAÇÕES DA PONTE SOBRE O RIO FUNDÃO.....	224
7. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	285
REFERÊNCIAS	297

AGRADECIMENTOS

A todos os que me acompanharam durante esta fase de minha vida e que de forma direta ou indireta contribuíram para realização deste trabalho, desejo expressar aqui o meu sincero reconhecimento e agradecimento. De um modo especial, agradeço:

- Ao professor Túlio Nogueira Bittencourt, pela oportunidade, orientação, encorajamento e paciência durante o desenvolvimento da pesquisa.
- Aos professores Rui Atur Bártolo Calçada e Abílio Manuel Pinho de Jesus. Seus ensinamentos, comentários e sugestões foram muito importantes para grande parte dos desenvolvimentos apresentados neste trabalho. Também agradeço pela forma amigável e gentil com que me receberam em Portugal, durante o meu intercâmbio na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Ao Conselho Nacional de Pesquisas (CNPq) pela concessão da bolsa individual de doutorado e à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo suporte financeiro no contexto do Programa de Doutorado Sanduíche no Exterior (PDSE).
- Ao professor Alfredo Pinto da Conceição Neto e à professora Leila Cristina Meneghetti Valverde pelo incentivo, amizade, companheirismo e ajuda constantes.
- Aos amigos do Grupo de Modelagem de Estruturas de Concreto (GMEC) da USP, membros atuais e egressos: Agleílson Reis Borges, Alberto Belotti Colombo, Ana Carolina Marques, Eduardo Alexandre Rodrigues, Enson de Lima Portela, Juliana Ferreira Fernandes, Ladislao Roger Ticona Melo, Luciana Tiemi Kataoka de Freitas, Luís Antônio G. Bittencourt Jr, Paulo Vitor Calmon Nogueira da Gama, Plínio Glauber Carvalho dos Prazeres, Ricardo Oliveira, Carlos Teruo Yanagihara, Melquiades Choquepuma Sahuinco, Osmar Manzoli e Rafael Petille Hune.
- À Companhia VALE pelo suporte financeiro e logístico no âmbito do projeto de pesquisa "FUSP 1892 - Avaliação Estrutural das Pontes da Estrada da Ferrovia Vitória-Minas (EFVM)".
- À minha esposa Rúbia Jussara da Silva pela paciência, incentivo, amor e companheirismo.
- À minha mãe pelo carinho, apoio e conselhos valiosos durante toda a minha vida.

RESUMO

O processo de fadiga em pontes metálicas ferroviárias é um relevante problema de infraestrutura, largamente reconhecido como uma questão de segurança estrutural que precisa ser melhor compreendida. Apesar dos recentes avanços no campo da modelagem computacional, a aplicação de abordagens modernas para avaliação do comportamento à fadiga de ligações rebitadas típicas de pontes ainda é pouco explorada e impõe desafios. Nesse contexto, esta tese visa implementar metodologias de análise global-local para avaliação de detalhes rebitados de pontes ferroviárias, empregando ferramentas avançadas de análise em elementos finitos para investigação pormenorizada do processo de fadiga.

Com o objetivo de contextualizar o comportamento à fadiga de ligações rebitadas, apresentam-se inicialmente as principais metodologias convencionais de avaliação, destacando as limitações dos métodos. Apresentam-se também os principais aspectos da modelagem local em elementos finitos e das metodologias de análise local, enquadrando os regimes de comportamento onde cada abordagem pode ser aplicada.

Exemplos em pequena escala são desenvolvidos para testar procedimentos numéricos e investigar a influência dos principais parâmetros que podem influenciar no comportamento local de ligações rebitadas, tais como modelos interfaciais de contato, fricção, pré-esforço nos rebites e distribuição interna de cargas. Análises de sensibilidade são realizadas tomando como referência uma ligação rebitada com uma trinca inicial pré-existente, onde tais efeitos são investigados.

São descritos os procedimentos gerais de uma metodologia de modelagem desenvolvida para resolução de problemas que envolvem a integração contínua entre modelos globais e locais e um conjunto de ferramentas criadas para possibilitar o acoplamento entre o programa de simulação em elementos finitos e sub-rotinas customizadas programadas para processamento recursivo dos modelos e análise local da fadiga. A metodologia é então aplicada ao estudo dos detalhes rebitados de uma ponte real. A caracterização do comportamento global da ponte é realizada recorrendo-se aos resultados de simulações estáticas e dinâmicas e do monitoramento de curto prazo da estrutura. Também são apresentados resultados de estudos de sensibilidade e de previsão da vida à fadiga de detalhes críticos da ponte usando o método das tensões nominais e curvas SN baseadas em classes de detalhes. Diferentes aspectos são abordados, tais como a consideração dos efeitos secundários de flexão nas ligações e a influência do tipo de veículo e da configuração do trem.

Por último, é realizada uma análise local das ligações rebitadas da ponte ferroviária tomada como estudo de caso. Modelos tridimensionais detalhados das conexões são desenvolvidos em duas etapas. Na primeira são aplicadas técnicas de modelagem hierárquica para avaliar de forma pormenorizada os mecanismos de transferência de cargas entre os membros envolvidos, os efeitos secundários de flexão e a influência de diferentes hipóteses de modelagem. Na segunda etapa, são desenvolvidos submodelos com elementos sólidos e altas densidades de malhas para investigação dos campos de deformações e tensões locais nas regiões apontadas como críticas durante a modelagem hierárquica. As geometrias dos rebites são representadas explicitamente e todas as interações de contato são modeladas. A influência do pré-esforço nos rebites é avaliada. As abordagens ϵN e SN são aplicadas para enquadrar o regime de fadiga das ligações, verificar critérios de falha incluindo tensões multiaxiais e fazer previsões da vida de iniciação da trinca. São apresentados os principais resultados das análises bem como as conclusões que corroboram a metodologia empregada.

Palavras-Chave: Pontes. Fadiga. Ligações Rebitadas. Método dos Elementos Finitos. Modelagem Local.

ABSTRACT

The fatigue process in steel railway bridges is an important problem of infrastructure, widely recognized as an issue of structural safety that needs to be better understood. Despite the recent advances in computational modeling, application of modern approaches to fatigue assessment of typical riveted bridges is still little investigated and poses challenges. In this context, this thesis aims to implement some methodologies for global-local analyses in riveted details of steel railway bridges using advanced finite element analysis tools for a deep investigation of the fatigue process.

In order to contextualize the fatigue behavior of riveted connections, the conventional assessment procedures are initially presented, highlighting the limitations of the methods. The main points of the local finite element modeling and of the local analysis methods are also described, defining the regimes where each approach can be applied.

Examples on a small scale to test numerical procedures are developed and the influence of the main parameters that can influence the local behavior of riveted connections is investigated, such as contact interfacial models, friction, clamping force in rivets and internal load distribution. Sensitivity analyses with reference to a riveted connection with a pre-existing initial crack are performed, where such effects are investigated.

The general procedures of a modeling methodology developed for problem solving that involves the seamless integration between global and local models and a set of tools created to enable coupling between the finite element simulation program and customized subroutines to recursive processing and fatigue local analysis of the models are described. Then, the methodology is applied to the study of riveted details of a railway bridge. The global behavior of the bridge is performed based on the results of static and dynamic simulations and from short-term monitoring data. The results of sensitivity studies and fatigue life predictions using the nominal stress method and detail class SN curves for critical details of the bridge are also presented. Different aspects, such as the consideration of bending secondary effects at connections and the influence of the vehicle types and train configurations are addressed.

Finally, a local analysis is carried out in the riveted railway bridge taken as a case study. Three-dimensional models, detailing the connections in two stages are developed. The first hierarchical modeling techniques are applied to assess the load distribution mechanisms between the members involved, the bending secondary effects and the influence of different modeling assumptions. In the second stage, sub-models with solid elements and high mesh

densities for investigation of strain and stress fields in the regions identified as critical by the hierarchical model are developed. The geometries of the rivets are explicitly represented and all contact interactions are modeled. The influence of rivet clamping forces is evaluated. The ϵN and SN local approaches are applied to define the fatigue regime in critical points, check failure criteria in multi-axial stresses and to predict the crack initiation life. The main results of the analyses and the conclusions that support the methodology are presented.

Keywords: Bridges, Fatigue, Riveted Connections, Finite Element Method, Local Modeling.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	28
1.1 PANORAMA E MOTIVAÇÃO.....	28
1.2 OBJETIVOS	34
1.3 ESTRUTURA DA TESE.....	36
2. ABORDAGENS PARA AVALIAÇÃO DA FADIGA COM APLICAÇÃO EM PONTES COM LIGAÇÕES REBITADAS	38
2.1 ABORDAGEM GLOBAL.....	38
2.1.1 Caracterização das tensões nominais.....	42
2.1.1.1 Obtenção do espectro de tensões.....	43
2.1.2 Curvas de resistência à fadiga de ligações rebitadas	44
2.1.3 Aplicações ao estudo de pontes ferroviárias.....	51
2.2 ABORDAGENS LOCAIS	54
2.3 ABORDAGENS LOCAIS PARA DETERMINAÇÃO DA VIDA DE INICIAÇÃO DA TRINCA	56
2.3.1 Modelo SN baseado em tensões elásticas locais.....	57
2.3.1.1 Estimativa da resistência à fadiga do aço baseada em testes com espécimes lisos.....	59
2.3.1.2 Estimativa da resistência à fadiga nos pontos críticos da estrutura.....	61
2.3.2 Modelo ϵN baseado em deformações elasto-plásticas locais.....	69
2.3.2.1 Influência da tensão média.....	72
2.3.2.2 Correção da resistência à fadiga no método ϵN	73
2.3.2.3 Análise elasto-plástica local.....	74
2.3.3 Carregamentos multiaxiais.....	75
2.3.3.1 Modelos SN multiaxiais.....	76
2.3.3.2 Modelos ϵN multiaxiais	79
2.4 ABORDAGEM LOCAL BASEADA NA MECÂNICA DA FRATURA.....	82
2.4.1 Fator de intensidade de tensões (FIT).....	82
2.4.2 Lei de propagação da trinca	85
2.5 ABORDAGEM LOCAL USANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	86
2.5.1 Algumas experiências na modelagem local via MEF com aplicação em pontes.....	86
2.5.2 Submodelagem.....	90
2.5.3 Técnicas para modelagem da trinca de fadiga	92
2.5.3.1 Extração do FIT	93
3. MODELAGEM DO COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES REBITADAS	97

3.1	<i>INTRODUÇÃO</i>	97
3.2	<i>QUANTIFICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO EM REBITES</i>	98
3.3	<i>QUANTIFICAÇÃO DO COEFICIENTE DE FRICÇÃO</i>	102
3.4	<i>DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS</i>	105
3.5	<i>ASPECTOS DA MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS</i>	109
3.5.1	<i>Modelagem do contato</i>	109
3.5.2	<i>Modelagem do pré-esforço</i>	114
3.5.3	<i>Modelagem global dos rebites</i>	117
3.5.3.1	<i>Rigidez do elemento conector</i>	119
3.6	<i>EXEMPLO 1: ESTUDO PARAMÉTRICO DE UMA LIGAÇÃO COM MÚLTIPLOS REBITES</i>	120
3.6.1	<i>Estudo da influência da malha e do tipo de elemento</i>	122
3.6.2	<i>Estudo da influência do algoritmo de contato</i>	128
3.6.3	<i>Resistência ao deslizamento</i>	130
3.6.4	<i>Estudo da influência do pré-esforço e do coeficiente de fricção</i>	132
3.6.5	<i>Verificação da sensibilidade ao comprimento da trinca</i>	134
3.6.6	<i>Estudo da transferência de cargas</i>	135
3.6.6.1	<i>Avaliação da influência da rigidez do rebite sobre a transferência de cargas</i>	136
3.6.6.2	<i>Avaliação da influência da rigidez do rebite sobre o FIT</i>	138
3.7	<i>EXEMPLO 2: MODELAGEM GLOBAL DOS CONECTORES COM O USO DE "DISCRETE FASTENERS"</i>	142
3.7.1	<i>Resultados</i>	146
4.	UMA METODOLOGIA PARA ANÁLISE GLOBAL-LOCAL DA FADIGA EM PONTES FERROVIÁRIAS COM DETALHES REBITADOS	149
4.1	<i>VISÃO GERAL DA METODOLOGIA</i>	149
4.1.1	<i>Primeira etapa: análise global inicial</i>	150
4.1.2	<i>Segunda etapa: análise da distribuição de cargas na ligação</i>	151
4.1.3	<i>Terceira etapa: análise local</i>	152
4.2	<i>IMPLEMENTAÇÃO DA ESTRATÉGIA DE MODELAGEM</i>	153
4.3	<i>MÓDULO DE ANÁLISE EM ELEMENTOS FINITOS</i>	154
4.3.1	<i>Análise das cargas iniciais</i>	155
4.3.2	<i>Análise das cargas móveis</i>	157
4.3.2.1	<i>Simulação das cargas móveis e sobreposição de efeitos</i>	159
4.3.3	<i>Recomendações para análise não-linear envolvendo interações de contato</i> ..	162
4.4	<i>MÓDULO DE CONTROLE E ANÁLISE DA FADIGA</i>	163
4.4.1	<i>Sub-rotinas para aplicação da abordagem SN global</i>	164

4.4.2	<i>Sub-rotinas para aplicação da abordagem SN local</i>	166
4.4.3	<i>Sub-rotinas para aplicação da abordagem εN</i>	169
4.4.4	<i>Validação da ferramenta</i>	172
4.4.4.1	<i>Geração dos laços de histerese corrigidos</i>	172
4.4.4.2	<i>Aplicação dos critérios de falha: placa com furo circular central</i>	173
5.	ANÁLISE GLOBAL DA PONTE SOBRE O RIO FUNDÃO	178
5.1	<i>INTRODUÇÃO</i>	178
5.2	<i>DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA</i>	178
5.2.1	<i>Motivações para as ações de reparo</i>	182
5.3	<i>TESTES DE CAMPO</i>	183
5.3.1	<i>Monitoramento sob ação do tráfego ferroviário</i>	185
5.3.2	<i>Identificação dos trens e determinação das velocidades</i>	187
5.4	<i>MODELO GLOBAL EM ELEMENTOS FINITOS</i>	189
5.4.1	<i>Análise quase-estática</i>	190
5.4.2	<i>Análise dinâmica modal</i>	194
5.4.3	<i>Análise dinâmica por integração direta</i>	196
5.4.4	<i>Comparação entre os procedimentos de análise</i>	197
5.5	<i>COMPORTAMENTO GLOBAL À FADIGA E ANÁLISES DE SENSIBILIDADE</i>	198
5.5.1	<i>Caracterização dos carregamentos e membros sensíveis à fadiga</i>	199
5.5.2	<i>A influência do tipo de vagão no dano à fadiga</i>	206
5.5.3	<i>A influência dos efeitos secundários de flexão no dano à fadiga</i>	210
5.5.4	<i>A influência da curva SN no dano à fadiga</i>	212
5.5.5	<i>A influência da configuração da composição no dano à fadiga</i>	214
5.5.6	<i>Estimativas da vida à fadiga</i>	217
5.5.6.1	<i>Pressupostos</i>	217
5.5.6.2	<i>Avaliação do dano à fadiga</i>	221
6.	MODELAGEM HIERÁRQUICA E LOCAL DAS LIGAÇÕES DA PONTE SOBRE O RIO FUNDÃO	224
6.1	<i>INTRODUÇÃO</i>	224
6.2	<i>MODELOS HIERÁRQUICOS DAS LIGAÇÕES U3 E U1</i>	225
6.2.1	<i>Componentes da ligação U3</i>	225
6.2.2	<i>Componentes da ligação U1</i>	226
6.2.3	<i>Incorporação das ligações no modelo global inicial</i>	228
6.2.4	<i>Malhas de elementos finitos</i>	232
6.2.5	<i>Interações entre as superfícies</i>	234
6.2.6	<i>Modelagem dos conectores</i>	236
6.2.7	<i>Condições de contorno, material e carregamentos</i>	238

6.2.8	<i>Comparações com o modelo global inicial.....</i>	239
6.2.9	<i>Investigação da transferência de cargas nas ligações</i>	240
6.2.9.1	<i>Influência da rigidez do elemento conector</i>	242
6.2.10	<i>Investigação do método de conexão entre os componentes.....</i>	244
6.3	ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DOS EFEITOS SECUNDÁRIOS NO COMPORTAMENTO À FADIGA.....	246
6.3.1	<i>Esforços e tensões nominais nas seções líquidas.....</i>	247
6.3.2	<i>Análises comparativas de dano e vida à fadiga</i>	249
6.4	SUBMODELAGEM.....	252
6.4.1	<i>Dimensões, condições de contorno e interações de contato.....</i>	253
6.4.2	<i>Malhas de elementos finitos</i>	254
6.4.3	<i>Influência do método de conexão entre as superfícies no modelo hierárquico.....</i>	258
6.4.4	<i>Comparações entre custos computacionais.....</i>	261
6.4.5	<i>Sobreposição das respostas a partir da análise com uma carga móvel isolada.....</i>	262
6.4.6	<i>Investigação da influência da rigidez dos conectores atribuída no modelo hierárquico</i>	264
6.4.7	<i>Influência do pré-esforço nos rebites</i>	265
6.4.8	<i>Análise das tensões locais nos submodelos U1 e U3</i>	267
6.5	ANÁLISE LOCAL DA FADIGA.....	269
6.5.1	<i>Propriedades de fadiga do material.....</i>	269
6.5.2	<i>Verificação da sensibilidade ao entalhe.....</i>	271
6.5.3	<i>Simulação dos primeiros eventos de carregamento</i>	272
6.5.4	<i>Verificação quanto à hipótese de vida infinita.....</i>	276
6.5.5	<i>Previsão do dano acumulado no montante L1-U1</i>	281
7.	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	285
7.1	CONCLUSÕES.....	285
7.1.1	<i>Modelagem e análise do comportamento de ligações rebitadas com múltiplos rebites.....</i>	285
7.1.2	<i>Desenvolvimento da metodologia de modelagem para aplicação ao estudo da fadiga em ligações rebitadas de pontes ferroviárias</i>	288
7.1.3	<i>Modelagem e análise global da fadiga para o estudo de caso apresentado ...</i>	289
7.1.4	<i>Modelagem e avaliação local da fadiga para o estudo de caso apresentado .</i>	291
7.2	DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	295
	REFERÊNCIAS.....	297

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 - Curva SN para fadiga sob amplitude constante (CAF) e variável (VAF) de gamas de tensões.	39
Figura 2.2 - Distribuição de tensões em conexões (a) tipo " <i>bearing</i> " (b) tipo " <i>slip-critical</i> "; (c) Falha na seção líquida em conexões do tipo " <i>bearing</i> ". (d) Falha na seção bruta em conexões do tipo " <i>slip-critical</i> " e (e) parâmetros para definição da seção líquida efetiva em conexões tipo " <i>bearing</i> ".	43
Figura 2.3 - Resultados de testes de ligações rebitadas em larga escala e curvas padronizadas (base de dados compilada a partir dos trabalhos de Larsson, 2009 e Taras e Greiner, 2008)..	45
Figura 2.4 - Influência da razão de tensão na resistência à fadiga de ligações rebitadas em larga escala (dados brutos compilados a partir de Taras e Greiner, 2008).....	46
Figura 2.5 - Influência da razão de tensão na resistência à fadiga de ligações rebitadas em pequena escala.	48
Figura 2.6 - Influência da tensão de escoamento na resistência à fadiga de ligações rebitadas em pequena escala.....	49
Figura 2.7 - Influência do pré-esforço na resistência à fadiga de ligações rebitadas em pequena escala.	49
Figura 2.8 - Influência da qualidade do furo na resistência à fadiga de ligações rebitadas em pequena escala.	50
Figura 2.9 - Influência da escala do detalhe na resistência à fadiga de ligações rebitadas.....	51
Figura 2.10 - Condições de aplicação dos métodos SN e ϵ N destacando a escala do dano.....	57
Figura 2.11 - Relação entre o limite de fadiga e a resistência última do aço com base em testes SN com espécimes lisos sob tensão totalmente alternada (adaptado de SCHIJVE, 2009).....	60
Figura 2.12 - Procedimento de correção da curva de <i>Basquin</i> para transferir dados do material para estrutura	62
Figura 2.13 - Fator de acabamento superficial em função da gama média de rugosidade e da resistência do aço (adaptado de SLOCUM, 1992)	63
Figura 2.14 - Laços de histerese estabilizados e relação $\sigma \times \epsilon$ cíclica para um material com endurecimento	71
Figura 2.15 - Relação de <i>Basquin-Coffin-Manson</i> de acordo com a eq.(2.19).	72
Figura 2.16 - Correção da curva de <i>Basquin-Coffin-Manson</i> para transferir dados do material para estrutura.	73
Figura 2.17 - Modos de solicitação da trinca.	84
Figura 2.18 - Comportamento típico da propagação de trincas em metais.	85
Figura 2.19 - Submodelagem de detalhes rebitados da ponte Trapezóí em Portugal: (a) modelo global; (b) modelo local (adaptado de LEITE et al., 2010).....	88
Figura 2.20 - Modelagem em elementos finitos da ponte I-35W, em Minnesota, EUA: (a) modelo global; (b) modelo local para a ligação U10W (adaptado de NTBS, 2008).....	89

Figura 2.21 - (a) análise de instabilidade não-linear da ligação U10W; (b) submodelo dos rebites e furos na placa gusset da ligação U10W (adaptado de NTBS, 2008).	90
Figura 2.22 - (a) modelo global com elementos <i>shell</i> para representação de ponte ferroviária rebitada; (b) modelo local com elementos sólidos para simulação de uma ligação rebitada entre longarinas e transversinas (adaptado de IMAM; RIGHINIOTIS, 2010).	90
Figura 2.23 - Estratégia para submodelagem baseada em interpolação de deslocamentos (adaptado de KNIGHT; RANSOM, 1991).	91
Figura 2.24 - Elemento finito para simulação da singularidade $r^{-1/2}$ no vértice da trinca: (a) caso 2D; (b) caso 3D. (adaptado de Lin e Smith, 1998)	93
Figura 2.25 - (a) contorno para avaliação da integral J em 2D; (b) domínio de integração equivalente para formulação da integral J em 2D; (d) contorno para avaliação da integral J em 3D; (b) domínio de integração equivalente para formulação da integral J em 3D.	95
Figura 3.1 - Fatores que influenciam no desempenho à fadiga de ligações rebitadas.....	98
(adaptado de SKORUPA et al., 2014)	98
Figura 3.2 - Características típicas do rebite antes da instalação (adaptado de AKESSON, 2010)	99
Figura 3.3 - Método de conformação a quente para instalação de rebites.	99
Figura 3.4 - Medidas da tensão de pré-esforço em função do comprimentos efetivo do rebite, reportadas por diferentes autores.	102
Figura 3.5 - Coeficientes de deslizamento medidos em superfícies com escamas de laminação removidas (adaptado de KULAK; FISHER; STRUIK, 2001).	104
Figura 3.6 - Transferência de cargas em uma ligação considerando a flexibilidade dos rebites: (a) mecanismos de transferência; (b) forças normais nas placas conectadas e deslocamentos das linhas de conectores; (c) esquema com fluxo de forças.	106
Figura 3.7 - Fatores de transferências de cargas em função das rigidezes dos rebites e das placas conectadas em uma ligação com um plano de cisalhamento.	108
Figura 3.8 - Aspectos da modelagem do contato baseado em superfícies.	110
Figura 3.9 - Discretização nó-superfície (DASSAULT SYSTÈMES, 2012)	111
Figura 3.10 - Relação pressão de contato×interpenetração para o contato do tipo "hard"....	112
Figura 3.11 - Aproximação do "hard contact" por meio do Método da Penalização.....	114
Figura 3.12 - Exemplo de simulação do pré-esforço: (a) Esquema representativo do ajuste inicial; (b) Modelo para avaliação dos métodos de aplicação do pré-esforço inicial.	115
Figura 3.13 - Variação do pré-esforço ao longo das análises.	116
Figura 3.14 - Tensões de von Mises considerando dois métodos para aplicação do pré-esforço.....	116
Figura 3.15 - Modelagem do rebite por meio de elemento conector e acoplamento distribuído.....	118
Figura 3.16 - Conectores modelados como vigas elásticas	120
Figura 3.17 - Geometria da ligação estudada.	121

Figura 3.18 - Modelo geométrico com identificação das linhas de rebite, condições de contorno, carregamento e seções para cômputo do fluxo de forças.	121
Figura 3.19 - Acoplamento entre elementos hexaédricos lineares e quadráticos.....	123
Figura 3.20 - Malhas e tipos de elementos atribuídos à placa superior	124
Figura 3.21 - Malhas e tipos de elementos atribuídos à placa inferior	125
Figura 3.22 - (a) Definição do fronte da trinca; (b) discretização ao longo da espessura e detalhes da malha.....	125
Figura 3.23 - Malhas tetraédricas atribuídas aos rebites	125
Figura 3.24 - (a) Fatores de intensidade de tensões ao longo do fronte da fenda; (b) Diferenças relativas na estimativa de K_I tomando-se como referência o modelo FM; ($\mu = 0,3$ e $\sigma_{clamp} = 120$ MPa).	126
Figura 3.25 - Tensões de Von Mises (em Pa) - vista XY. ($\mu = 0,3$ e $\sigma_{clamp} = 120$ MPa).....	127
Figura 3.26 - Tensões de Von Mises (em Pa) na região da trinca- vista XZ. ($\mu = 0,3$ e $\sigma_{clamp} = 120$ MPa).	127
Figura 3.27 - Pressões de contato (em Pa) nas bordas dos furos - vista XY. ($\mu = 0,3$ e $\sigma_{clamp} = 120$ MPa).	127
Figura 3.28 - Fatores de intensidade de tensões K_I ao longo do fronte da fenda determinados a partir de diferentes formulações de contato (modelo IFM, $\mu = 0,3$ e $\sigma_{clamp} = 120$ MPa).	129
Figura 3.29 - (a) Fatores de intensidade de tensões K_I ao longo do fronte da fenda determinados no modelo IFM considerando diferentes rigidezes de penalização; (b) Custo computacional em função da rigidez de penalização (modelo IFM, simulação 03, $\mu = 0,3$ e $\sigma_{clamp} = 120$ MPa).	129
Figura 3.30 - (a) Estado do contato na interface entre as placas em diferentes níveis do carregamento externo; (b) Carga externa $\times$ deslizamento (modelo IFM, $\mu = 0,3$ e $\sigma_{clamp} = 120$ MPa).....	131
Figura 3.31 - Tensões friccionais de cisalhamento nos pontos A', B' e C'131 (modelo IFM, $\mu = 0,3$ e $\sigma_{clamp} = 120$ MPa).....	131
Figura 3.32 - Influência do (a) pré-esforço e (b) coeficiente de fricção sobre os valores de K_I no ponto P, para diferentes níveis do carregamento externo (modelo IFM).....	132
Figura 3.33 - Influência do pré-esforço e coeficiente de fricção sobre os valores de K_{II} e K_{III} no ponto P, para diferentes níveis do carregamento externo (modelo IFM).....	133
Figura 3.34 - Campo de tensões de von Mises para diferentes configurações da trinca: (a) $a = 6.225$ mm; (b) $a = 24.9$ mm (modelo IFM, $\mu = 0.3$ e $\sigma_{clamp} = 120$ MPa).....	134
Figura 3.35 - Relação carga $\times K_I$ no ponto P, para diferentes comprimentos da trinca (modelo IFM, $\mu = 0.3$ e $\sigma_{clamp} = 120$ MPa).	135
Figura 3.36 - (a) Carga externa $\times$ forças remanescentes; (b) Carga externa x forças transferidas (modelo IFM, $\mu = 0,3$ e $\sigma_{clamp} = 120$ MPa).	136
Figura 3.37 - (a) Forças transferidas e (b) diferenças relativas em função da rigidez dos rebites (modelo IFM, $\mu = 0,3$).	137
Figura 3.38 - (a) Fatores de intensidades de tensões no ponto P e (b) diferenças relativas em função da rigidez dos rebites (modelo IFM, $\mu = 0,3$).	139

Figura 3.39 - (a) Trinca diametral em uma placa finita com furo carregado (b) Comparação entre as estimativas do FIT considerando uma solução analítica e os resultados do modelo em elementos finitos (simulações com $\mu = 0,3$ e $\sigma_{\text{clamp}} = 0$).....	141
Figura 3.40 - Deslocamentos extremos em função da rigidez dos conectores.....	142
Figura 3.41 - (a) geometria da ligação; (b) seções para determinação das cargas transferidas no perfil I (dimensões em m).....	143
Figura 3.42 - Malha usada no modelo de referência.....	144
Figura 3.43 - Malha usada no modelo global com elementos conectores.	145
Figura 3.44 - Submodelo com a representação da linhas de rebites 1 e 2.....	145
Figura 3.45 - Esforços remanescentes nas seções A a G e cargas transferidas pelas linhas de rebites 1 a 6.....	147
Figura 3.46 - Comparação entre as tensões globais de <i>von Mises</i> (configuração deformada).....	147
Figura 3.47 - Comparações entre as tensões locais na direção do carregamento obtidas no furo da linha 1 de rebites.	148
Figura 4.1 - Metodologia geral para modelagem de pontes ferroviárias com ligações rebitadas.....	150
Figura 4.2 - Estratégia de modelagem implementada.....	154
Figura 4.3 - Metodologia para análise global-local considerando cargas iniciais e móveis. .	155
Figura 4.4 - Sequência de tarefas programadas em Python™ para automatização da análise de cargas iniciais.	155
Figura 4.5 - Sequência de tarefas programadas em Python™ para automatização da análise de cargas móveis.	157
Figura 4.6 - Montagem conveniente da composição a partir de subgrupos de veículos.....	158
Figura 4.7 - Esquema para obtenção das funções de forças nodais ao longo da via (adaptado de MARQUES ,2006).	160
Figura 4.8 - Implementação da abordagem SN global para determinação do dano acumulado e da vida à fadiga para detalhes rebitados de pontes ferroviárias.	165
Figura 4.9 - Implementação da abordagem SN local para determinação do dano acumulado e da vida à fadiga para detalhes rebitados de pontes ferroviárias.	167
Figura 4.10 - Atribuição de sinal para estimativa da tensão principal máxima absoluta.....	168
Figura 4.11 - Implementação da abordagem ϵN local para determinação do dano acumulado e da vida à fadiga para detalhes rebitados de pontes ferroviárias.	170
Figura 4.12 - Algoritmo RFTF modificado para incorporar tensões e deformações equivalentes (adaptado de CASTRO e MEGGIOLARO, 2009).	172
Figura 4.13 - Exemplo de validação do gerador de laços de histerese corrigidos: (a) história de tensões elásticas locais; (b) laços de histerese gerados com base na ferramenta desenvolvida.....	173
Figura 4.14 - (a) Dimensões dos espécimes estudado por Sehitoglu (1983) ; (b) modelo em elementos finitos desenvolvido em ABAQUS™.	174

Figura 4.15 - Validação da ferramenta com base em diferentes modelos e resultados experimentais.....	175
Figura 4.16 - Estado de tensão elástica no ponto crítico quando $\sigma_{a,net} = 162.12$ MPa.	176
Figura 4.17 - Contornos de dano durante a iniciação da trinca: (a) programa corrFLP (Aghoury, 2012); (b) usando a ferramenta desenvolvida.....	177
Figura 5.1 - Ponte sobre o Rio Fundão: (a) vista geral; (b) corte longitudinal dos aparelhos de apoio.....	179
Figura 5.2 - Identificação dos membros da ponte sobre o Rio Fundão	180
Figura 5.3 - Tipos de ligações usados na configuração original e atual da ponte	181
Figura 5.4 - Dimensões das seções transversais baseadas no levantamento geométrico da ponte.....	181
Figura 5.5 - Falha por fadiga detectada no membro L1-U1 da ponte sobre o Rio Correntes em 2006: (a) vista da ligação e seção rompida (CONSTRUTORA ROCA, 2007); (b) ensaio com líquido penetrante no local de iniciação da trinca (SPECTROSCAN, 2007)	183
Figura 5.6 - Falha por fadiga detectada no membro L1-U1 da ponte sobre o Rio Suaçuí em 2007.....	183
(Fonte: arquivo de inspeções - EFVM/VALE)	183
Figura 5.7 - Seções instrumentadas nos membros da treliça da ponte sobre o Rio Fundão ..	184
Figura 5.8 - Sistema de medição dos deslocamentos verticais no meio do vão.....	184
Figura 5.9 - Veículos ferroviários : (a) vagão Gôndola; (b) vagão Hopper; (c) locomotiva DASH 9W	186
Figura 5.10 - Vagões usados no trem de passageiros	187
Figura 5.11 - Deformações medidas no sensor S8 referentes às passagens do trem T2 (minério de ferro), T7 (graneleiro) e T4 (passageiros).....	188
Figura 5.12 - Modelo global da ponte sobre o Rio Fundão.....	190
Figura 5.13 - Comparação entre as histórias de deformações obtidas por via experimental e numérica para a passagem do trem de minério de ferro T8.	191
Figura 5.14 - Comparação entre os valores RMS de deformações obtidas por via experimental e numérica para a passagem do trem de minério de ferro T3.....	191
Figura 5.15 - Comparação entre as histórias de deformações nos pontos S1 e S2 obtidas por via experimental e numérica para a passagem do trem de passageiros.	192
Figura 5.16 - Comparação entre as histórias de deformações nos pontos S3 e S4 obtidas por via experimental e numérica para a passagem do trem de passageiros.	192
Figura 5.17 - Comparação entre as histórias de deformações nos pontos S6 e S8 obtidas por via experimental e numérica para a passagem do trem de passageiros	193
Figura 5.18 - Comparação entre os valores RMS de deformações obtidas por via experimental e numérica para a passagem do trem de passageiros.	193
Figura 5.19 - Comparações entre as histórias de deslocamentos verticais obtidas por via experimental e numérica para as passagens (a) de um trem de minério de ferro (T3) e (b) do trem de passageiros (T4)	194

Figura 5.20 - Alguns dos principais modos laterais da ponte	195
Figura 5.21 - Alguns dos principais modos de flexão vertical da ponte.....	195
Figura 5.22 - O efeito da contribuição de múltiplos modos no deslocamento vertical no meio do vão (Nota: simulação com o trem de minério com vagões GDE de 240 kN/eixo).....	196
Figura 5.23 - Curva de amortecimento de Rayleigh usada no procedimento de integração direta.....	197
Figura 5.24 - Comparação entre os deslocamentos verticais para diferentes procedimentos de análise (Nota: simulação com o trem de minério com vagões GDE de 240 kN/eixo).	197
Figura 5.25 - Detalhes selecionados para avaliação global da fadiga	200
Figura 5.26 - (a) Pontos para extração das tensões nominais na seção bruta; (b) Pontos para extração das tensões nominais na seção líquida; (c) Convenção para extração dos esforços internos na seção.....	200
Figura 5.27 - Linhas de influência das tensões nominais obtidas no centro de gravidade da seção efetiva para os membros críticos da treliça. Nota: tensões calculadas na seção bruta para os detalhes parafusados e na seção líquida para os detalhes rebitados.	202
Figura 5.28 - Cargas/eixo dos principais veículos ferroviários que trafegam pela EFVM....	203
Figura 5.29 - Relação entre a distância máxima dos truques e o comprimento efetivo das linhas de influências das tensões nominais axiais na seção líquida.....	204
Figura 5.30 - Tensões nominais determinadas para um trem com uma locomotiva frontal DASH 9W seguida de dez vagões GDE (275 kN/eixo). Nota: tensões calculadas na seção bruta para os detalhes parafusados e na seção líquida para os detalhes rebitados.....	205
Figura 5.31 - Tensões nominais determinadas para um trem com uma locomotiva frontal DASH 9W seguida de dez vagões HFE (250 kN/eixo). Nota: tensões calculadas na seção bruta para os detalhes parafusados e na seção líquida para os detalhes rebitados.....	206
Figura 5.32 - Coeficientes de segurança à fadiga: (a) condição atual e (b) condição original da ponte.....	207
Figura 5.33 - Detalhe Det-01, condição original: (a) espectro de carregamento e (b) dano por composição	208
Figura 5.34 - Detalhe Det-02, condição original: (a) espectro de carregamento e (b) dano por composição	208
Figura 5.35 - Detalhe Det-03, condição original: (a) espectro de carregamento e (b) dano por composição	209
Figura 5.36 - Detalhe Det-03, condição atual: (a) espectro de carregamento e (b) dano por composição	209
Figura 5.37 - Detalhe Det-04, condição original: (a) espectro de carregamento e (b) dano por composição	209
Figura 5.38 - Influência das tensões secundárias de flexão sobre o dano à fadiga nos detalhes rebitados	211
Figura 5.39 - Contribuições da flexão nas histórias de tensões nos detalhes Det-01 e Det-03, resultantes das simulações com vagões curtos e longos	211
Figura 5.40 - Influência do modelo SN na estimativa do dano no detalhe Det-01, resultante da passagem do trem de referência com diferentes tipos de vagões	213

Figura 5.41 - Influência do modelo SN na estimativa do dano no detalhe Det-02, resultante da passagem do trem de referência com diferentes tipos de vagões	213
Figura 5.42 - Influência do modelo SN na estimativa do dano no detalhe Det-03, resultante da passagem do trem de referência com diferentes tipos de vagões	213
Figura 5.43 - Influência do modelo SN na estimativa do dano no detalhe Det-04, resultante da passagem do trem de referência com diferentes tipos de vagões	214
Figura 5.44 - Sequência dos pontos de viragem nos detalhes Det-01 e Det-02: composições C1, C2 e C3	215
Figura 5.45 - Sequência dos pontos de viragem nos detalhes Det-03 e Det-04: composições C1, C2 e C3	215
Figura 5.46 - Sequência dos pontos de viragem nos detalhes Det-01 a Det-04: composição C4.....	216
Figura 5.47 - Dano à fadiga em função do número de vagões e da configuração do trem....	217
Figura 5.48 - Carga bruta média transportada em cada via.....	219
(Fonte: Logística -EFVM/VALE)	219
Figura 5.49 - Cenário de tráfego idealizado: número de trens por ano.....	220
Figura 5.50 - História do dano acumulado nos detalhes da ponte de acordo com o cenário idealizado.....	221
Figura 5.51 - Participação das composições padrões na história de dano do detalhe Det-01 (calculado a partir do modelo SN EUROCODE 3 classe "71")	223
Figura 6.1 - Vista frontal 2D da ligação U3 (dimensões em metros)	226
Figura 6.2 - Componentes da ligação U3.....	226
Figura 6.3 - Vista frontal 2D da ligação U1 (dimensões em metros)	227
Figura 6.4 - Componentes da ligação U1	228
Figura 6.5 - Incorporação da ligação (a) U1 e (b) U3 ao modelo global da ponte sobre o rio Fundão.....	228
Figura 6.6 - Dimensões das zonas modeladas com elementos sólidos e <i>shells</i> : (a) ligação U3; (b) ligação U1 (dimensões em metros).	229
Figura 6.7 - Tipo de acoplamento utilizado para modelagem da transição <i>beam-shell</i>	230
Figura 6.8 - Acoplamentos cinemáticos nos modelos das ligações (a) U1 e (b) U3	230
Figura 6.9 - Acoplamento <i>shell-solid</i> nos modelos das ligações U1 e U3.....	231
Figura 6.10 - Malhas de elementos finitos tipo <i>shell</i> utilizadas nos modelos hierárquicos das ligações (a) U1 e (b) U3.	233
Figura 6.11 - Malhas de elementos finitos sólidos utilizadas nos modelos hierárquicos das ligações (a) U1 e (b) U3.	233
Figura 6.12 - <i>Tie constraints</i> , baseados em pares de superfícies, utilizados para modelagem das interações entre componentes das ligações U1 e U3	234
Figura 6.13 - Pares de superfícies para simulação das interações entre os componentes principais da treliça e as placas <i>gusset</i> nas ligações U3 e U1.	235

Figura 6.14 - Simulação dos conectores por meio do recurso <i>mesh-independent fastener</i> : (a) ligação U1; (b) ligação U3.	236
Figura 6.15 - A consideração de múltiplas camadas na modelagem dos conectores das ligações U1 e U3.....	237
Figura 6.16 - Funções de forças nos nós 1 e 12 geradas pela passagem de um comboio com duas locomotivas frontais DASH 9W seguidas de seis vagões GDE tipo A carregados.....	239
Figura 6.17 - Comparação das deformações nos montantes L1-U1 e L3-U3 antes e após a incorporação das ligações no modelo global.....	240
Figura 6.18 - Comparação dos deslocamentos no meio do vão antes e após a incorporação das ligações no modelo global.....	240
Figura 6.19 - Seções transversais para cômputo do fluxo de forças nos montantes L1-U1 e L3-U3.....	241
Figura 6.20 - Cargas máximas transferidas nos montantes L1-U1 durante a passagem de um trem de minério com 6 vagões GDE tipo C (nota: esforços normais determinados considerando a contribuição do peso próprio).....	241
Figura 6.21 - Cargas máximas transferidas nos montantes L3-U3 durante a passagem de um trem de minério com 6 vagões GDE tipo C (nota: esforços normais determinados considerando a contribuição do peso próprio).....	242
Figura 6.22 - Cargas transferidas em função do esforço normal no montante L3-U3 (nota: simulações realizadas com um trem de minério com 6 vagões GDE tipo C).	243
Figura 6.23 - Fatores de distribuição de cargas e diferenças relativas em função da rigidez dos elementos conectores, determinados no montante L3-U3 considerando interações de contato entre as superfícies (nota: simulações realizadas com um trem de minério com 6 vagões GDE tipo C).....	243
Figura 6.24 - Comparação entre as tensões máximas de Von Mises no modelo da ligação U3 para diferentes hipóteses de modelagem: (a) sem interação, (b) com <i>tie constraints</i> e (c) com contato tangencial e normal.....	245
Figura 6.25 - Comparação entre as tensões verticais máximas no montante L3-U3 para diferentes hipóteses de modelagem: (a) sem interação, (b) com <i>tie constraints</i> e (c) com contato tangencial e normal.....	245
Figura 6.26 - Comparação de esforços internos na seção líquida do montante L1-U1 (detalhe Det-01).	247
Figura 6.27 - Comparação de esforços internos na seção líquida do montante L3-U3 (detalhe Det-03).	248
Figura 6.28 - Comparação de tensões nominais nas seções líquidas dos montantes L1-U1 (detalhe Det-01) e L3-U3 (detalhe Det-03).	249
Figura 6.29 - Estimativas do dano à fadiga nos montantes L1-U1 e L3-U3 determinadas para um trem de minério e um trem de carga geral com seis vagões.....	251
Figura 6.30 - Estimativas da vida à fadiga dos montantes L1-U1 e L3-U3 com base no modelo global e nos modelos hierárquicos.....	251
Figura 6.31 - Dimensões, interfaces de contato e superfícies utilizadas para prescrição das condições de contorno nos submodelos das ligações (a) U3 e (b) U1.....	253

Figura 6.32 - Malhas adotadas para a placa gusset-P70: submodelos (a) TM-1, (b) TM-2 e (c) RM.....	255
Figura 6.33 - Malhas adotadas para a placa de preenchimento L3-U3-fill: submodelos (a) TM-1, (b) TM-2 e (c) RM.	255
Figura 6.34 - Malhas adotadas para o montante L3-U3: submodelos (a) TM-1, TM-2 e (b) RM.....	255
Figura 6.35 - Malhas adotadas para os rebites da (a) primeira linha e da (b) segunda linha do montante L3-U3 (nomenclatura para os rebites: Rij, i=numeração da linha e j=numeração da coluna).....	256
Figura 6.36 - Comparação entre as tensões verticais (σ_{yy}) calculadas no instante $t = 6,20$ segundos, considerando o pré-esforço $\sigma_{clamp} = 100$ MPa: (a) submodelo TM-1; (b) submodelo TM-2; (c) submodelo TM-3 (valores de tensões em Pa).	257
Figura 6.37 - Comparação entre as histórias de tensões na direção y (σ_{yy}), no ponto A, considerando o pré-esforço $\sigma_{clamp} = 100$ MPa.....	257
Figura 6.38 - Malhas do submodelo da ligação U1: (a) placa gusset-P57; (b) placa L1-U1-fill; (c) montante L1-U1 e (d) vista geral do submodelo.	258
Figura 6.39 - Comparação entre as tensões verticais (σ_{yy} em Pa) calculadas no submodelo da ligação U3, instante $t = 6,20$ segundos, considerando o pré-esforço $\sigma_{clamp} = 100$ MPa. Resultados obtidos a partir do modelo hierárquico (a) sem interação, (b) com <i>tie constraints</i> e (c) com contato tangencial e normal.	259
Figura 6.40 - Erros de interpolação de deslocamentos introduzidos no submodelo devido ao método de conexão entre as superfícies assumido no modelo hierárquico: (a) sem interação; (b) com interações de contato.....	260
Figura 6.41 - Comparação entre as tensões verticais (σ_{yy} em Pa) calculadas no instante $t = 6,20$ segundos, considerando o pré-esforço $\sigma_{clamp} = 100$ MPa: (a) modelo hierárquico da ligação U3 com contato tangencial e normal; (b) submodelo da ligação U3.....	260
Figura 6.42 - Comparação entre as histórias de tensões verticais (σ_{yy}) calculadas com o submodelo da ligação U3, no ponto A, considerando o pré-esforço $\sigma_{clamp} = 100$ MPa e diferentes métodos de conexão usados no modelo hierárquico.....	261
Figura 6.43 - Histórias de tensões verticais (σ_{yy}) calculadas com o submodelo da ligação U3, no ponto A, considerando o pré-esforço $\sigma_{clamp} = 100$ MPa: (a) resultados da simulação de uma carga móvel p ; (b) comparação entre os resultados da superposição das respostas de p e o resultado obtido a partir da simulação com o trem de cargas móveis.	263
Figura 6.44 - Evolução dos valores máximos da tensão vertical no ponto A e dos esforços normais máximos no montante obtidos para cada valor p da carga móvel (submodelo U3, $\sigma_{clamp} = 100$ MPa).	264
Figura 6.45 - Valores máximos e diferenças relativas da tensão vertical no ponto A em função da rigidez dos elementos conectores (submodelo U3, $\sigma_{clamp} = 100$ MPa).	265
Figura 6.46 - Comparação entre as histórias de tensões verticais (σ_{yy}) no ponto A calculadas com o submodelo da ligação U3 considerando diferentes níveis de pré-esforços nos rebites (simulação com $\mu=0,33$ e com a composição $2\times DASH 9W + 3\times GDE C$).....	266
Figura 6.47 - Comparação entre pressões de contato (em Pa) calculadas no submodelo da ligação U3, na mesa sul do montante L3-U3, instante $t = 6,20$ segundos, considerando vários	

níveis de pré-esforço nos rebites (nota: simulação com $\mu=0,33$ e com a composição 2×DASH 9W + 3×GDE C).....	266
Figura 6.48 - Influência do pré-esforço nas tensões verticais e nas pressões de contato em diferentes instantes de tempo calculadas com o submodelo U3: (a) Tensões verticais no ponto A; (b) Pressões de contato (em Pa) no furo do rebite existente na linha 1, coluna 4, na face externa da mesa do perfil (simulação com $\mu=0,33$ e com a composição 2×DASH 9W + 3×GDE C).....	267
Figura 6.49 - Comparação entre as tensões no ponto A determinadas nos submodelos das ligações U1 e U3 para um pré-esforço de 5 MPa (simulação com $\mu=0,33$ e com a composição 2×DASH 9W + 3×GDE C).	268
Figura 6.50 - Comparação entre as tensões no ponto A determinadas nos submodelos das ligações U1 e U3 para um pré-esforço de 100 MPa (simulação com $\mu=0,33$ e com a composição 2×DASH 9W + 3×GDE C).	269
Figura 6.51 - Verificação da sensibilidade ao entalhe: (a) $q \times$ raio do furo para $S_u = 400$ MPa; (b) Relação K_f/K_t para valores plausíveis de K_t do furo circular de diâmetro de 24 mm.	272
Figura 6.52 - (a) curva cíclica de <i>Ramberg-Osgood</i> adotada para o aço A7; (b) curva dos laços de histerese no ponto de maior amplitude de tensão principal localizado no furo da linha 1 e coluna 4 do montante L1-U1 (nota: simulações com $\mu=0,33$, $\sigma_{clamp} = 5$ MPa, e trens de minério com formação 2×DASH 9W + 6×GDE C).	273
Figura 6.53 - Curva dos laços de histerese no ponto de maior amplitude de tensão principal localizado no furo da linha 1 e coluna 4 do montante L3-U3 (nota: simulações com $\mu=0,33$, $\sigma_{clamp} = 5$ MPa, e trens de minério com formação 2×DASH 9W + 6×GDE C).....	274
Figura 6.54 - Comparação entre o dano determinado por meio dos métodos ϵN e SN no ponto de maior amplitude de tensão principal localizado no furo da linha 1 e coluna 4 do montante L1-U1 (nota: simulações com $\mu=0,33$, $\sigma_{clamp} = 5$ MPa, e trens de minério com formação 2×DASH 9W + 6×GDE C).	275
Figura 6.55 - Comparação entre o dano determinado por meio de diferentes critérios SN avaliados no ponto de maior amplitude de tensão principal no montante L1-U1 (nota: simulações com $\mu=0,33$, $\sigma_{clamp} = 5$ MPa, e trens de minério com formação 2×DASH 9W + 6×GDE C).....	276
Figura 6.56 - Zonas afetadas pelo tipo de acabamento superficial nos montantes L1-U1 e L3-U3.....	277
Figura 6.57 - Verificação quanto à hipótese de vida infinita para diferentes gamas médias de rugosidade superficial no ponto crítico do montante L1-U1: (a) critério de <i>Goodman</i> com $\sigma_{clamp} = 5$ MPa; (b) critério de <i>Sines</i> com $\sigma_{clamp} = 5$ MPa; (c) critério de <i>Goodman</i> com $\sigma_{clamp} = 100$ MPa; (d) b) critério de <i>Sines</i> com $\sigma_{clamp} = 100$ MPa (simulações realizadas com $\mu = 0,30$, $k_{le}=k_f=k_r=1,0$, $k_{se} = 0,95$ e $\alpha_s = 0,236$).	279
Figura 6.58 - Verificação quanto à hipótese de vida infinita para a gama média de rugosidade superficial de 50 μm no ponto crítico do montante L3-U3: (a) critério de <i>Goodman</i> com $\sigma_{clamp} = 5$ MPa; (b) critério de <i>Sines</i> com $\sigma_{clamp} = 5$ MPa (simulações realizadas com $\mu = 0,30$, $k_{le}=k_f=k_r=1,0$, $k_{se} = 0,95$ e $\alpha_s = 0,236$).	280
Figura 6.59 - Índices de segurança contra a iniciação de trincas: (a) montante L1-U1, $\sigma_{clamp} = 5$ MPa; (b) montante L1-U1, $\sigma_{clamp} = 100$ MPa; (c) montante L3-U3, $\sigma_{clamp} = 5$ MPa (simulações realizadas com $\mu = 0,30$, $k_{le}=k_f=k_r=1,0$, $k_{se} = 0,95$ e $\alpha_s = 0,236$).	280

Figura 6.60 - Histórias de dano acumulado no ponto crítico do montante L1-U1 para $\sigma_{\text{clamp}} = 5$ MPa.	282
Figura 6.61 - Análise paramétrica das histórias de dano acumulado obtidas no ponto crítico do montante L1-U1 para $\sigma_{\text{clamp}} = 5$ MPa: (a) critério de <i>Goodman</i> ; (b) Critério de <i>Sines</i> (simulações realizadas com gamas médias de rugosidades de 25 μm e 50 μm , k_{se} variando entre 0,9 e 1,0 e α_s variando de 0,189 a 0,283).....	282
Figura 6.62 - Avaliação da influência da rugosidade superficial, do fator de tamanho e do parâmetro α_s sobre a vida de iniciação da trinca no ponto crítico do montante L1-U1 ($\sigma_{\text{clamp}} = 5$ MPa): (a) Critério de <i>Goodman + von Mises</i> ; (b) Critério de <i>Sines</i> com rugosidade média de 25 μm ; Critério de <i>Sines</i> com rugosidade média de 50 μm	283
Figura 6.63 - (a) Isocurvas de dano ao final da vida de iniciação da trinca na região crítica do montante L1-U1 para $\sigma_{\text{clamp}} = 5$ MPa; (b) Comparação com o ponto de iniciação da trinca no membro rompido retirado da ponte sobre o Rio Correntes.	284

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Curvas SN padronizadas comumente usada para classificar detalhes rebitados..	47
Tabela 2.2 - Valores médios típicos para gama de rugosidade superficial para vários tipos de processamento das superfícies (adaptado de SLOCUM, 1992)	64
Tabela 2.3 - Fatores de tamanho e de carga para estimativa da resistência à fadiga	66
Tabela 2.4 - Determinação dos parâmetros α_s e β_s por meio de testes uniaxiais.	78
Tabela 2.5 - Campo de tensões ao redor do fronte da trinca considerando material linear-elástico e isotrópico.....	84
Tabela 3.1 - Estimativas do pré-esforço em ligações rebitadas baseadas em diferentes fontes.....	101
Tabela 3.2 - Coeficientes de deslizamentos medidos em superfícies com escamas de laminação removidas (adaptado de GRONDIN; JIN; JOSI, 2007).....	104
Tabela 3.3 - Propriedades dos elementos utilizados na modelagem.....	123
Tabela 3.4 - Dimensões dos modelos e custos computacionais relativos.	126
Tabela 3.5 - Influência das formulações de contato nos custos das análises do modelo IFM.....	129
Tabela 3.6 - Razões de carga computadas no início do maior deslizamento da ligação	133
Tabela 3.7 - Componentes de rigidez usadas na definição de cada " <i>discrete fastener</i> ".	146
Tabela 5.1 - Seções transversais da ponte segundo informações do projeto.....	180
Tabela 5.2 - Comparação entre as áreas dos perfis de projeto e as áreas levantadas na estrutura atual.....	182
Tabela 5.3 - Carregamentos para diferentes veículos monitorados.	186
Tabela 5.4 - Ponte sobre o Rio Fundão: trens monitorados durante os testes de campo.	188
Tabela 5.5 - Configurações de trens para análise de dano	215
Tabela 5.6 - Transporte de cargas gerais na EFVM (valores percentuais)	220
Tabela 6.1 - Tipos de elementos finitos utilizados nos modelos hierárquicos das ligações U1 e U3.....	232
Tabela 6.2 - Dados das malhas utilizada nos modelos hierárquicos das ligações U1 e U3 ...	232
Tabela 6.3 - Componentes de rigidez estimadas para os elementos conectores da ligação U1.....	238
Tabela 6.4 - Componentes de rigidez estimadas para os elementos conectores da ligação U3.....	238
Tabela 6.5 - Hipóteses de modelagem para investigar o método de conexão entre os membros da ligação U3.....	244
Tabela 6.6 - Comparativo das gamas de tensões nominais máximas ($\Delta\sigma_{n,max}$)	249
Tabela 6.7 - Comparativo do dano à fadiga	250
Tabela 6.8 - Dados das malhas utilizadas no submodelo da ligação U3.	254

Tabela 6.9 - Dados das malhas utilizadas no submodelo da ligação U1	258
Tabela 6.10 - Comparação entre os custos computacionais para o simulação quase-estática da composição 2×DASH 9W + 3×GDE C nos modelos da ligação U3.....	262
Tabela 6.11 - Estimativas de S_u e S_{fl} para o aço A7 e A36.....	270
Tabela 6.12 - Estimativas das propriedades de fadiga do aço.....	270

1. INTRODUÇÃO

1.1 PANORAMA E MOTIVAÇÃO

A fadiga pode ser entendida como um processo localizado e contínuo de acúmulo de dano que resulta da aplicação repetitiva das cargas, as quais nunca alcançariam um nível suficientemente elevado para causar falha em uma única aplicação. De fato, os carregamentos repetitivos importantes para fadiga geralmente possuem magnitudes com níveis bem abaixo da capacidade resistente da estrutura, de forma que uma avaliação convencional do estado limite último não consegue identificar qualquer problema de segurança. Este problema é particularmente importante para avaliação da segurança de pontes de aço, uma vez que estas são estruturas submetidas continuamente a carregamentos externos variáveis, gerados principalmente pela movimentação de veículos ao longo de vários anos de sua vida útil. Um estudo realizado por Oehme (1989) concluiu que num total de 448 casos de danos reportados para um universo com vários tipos de estruturas de aço, 128 ocorrências foram constatadas em pontes (rodoviárias e ferroviárias), sendo que aproximadamente 48% dessas ocorrências tiveram a fadiga como causa principal. Muitos exemplos de falhas em pontes de aço são documentados em Fisher (1984) e mostram a relevância da fadiga como causa principal do colapso estrutural. Um levantamento realizado pela *American Society of Civil Engineers* (ASCE) mostrou que cerca de 80-90% das falhas em estruturas metálicas estão relacionadas aos processos de fadiga e fratura instável (CHEUNG; LI, 2003)

Nos últimos anos, houve uma crescente necessidade de investigar o desempenho à fadiga de pontes de aço. O motivo principal para esta tendência está relacionado à grande quantidade de pontes antigas existentes ao redor do mundo e que ainda estão em operação nos dias atuais (CHAMINDA et al., 2007). Considerando que, por questões econômicas, nem sempre é possível promover a renovação da infraestrutura, o desenvolvimento de estratégias de manutenção, inspeção e metodologias de avaliação de pontes existentes tem despertado notório interesse tanto da comunidade acadêmica quanto dos proprietários e administradores. Teoricamente, muitas dessas estruturas deveriam se encontrar no final de suas vidas à fadiga de projeto ou apresentar estágios avançados de acumulação de dano. Além disso, as mudanças no tráfego, crescimento nas cargas/eixo e o envelhecimento natural devido às condições

ambientais exigem a reavaliação dos estados limites de serviço e da vida remanescente das pontes em suas condições atuais. De fato, muitas dessas estruturas atualmente existentes foram projetadas sem levar em consideração os critérios de fadiga e, em muitos casos, novas cargas foram introduzidas com o passar dos anos, alterando significativamente os cenários idealizados. Somado a isto, programas deficientes de manutenção não conseguem efetivamente reestabelecer e prolongar a vida útil destas estruturas, gerando perdas econômicas. Por estas razões, tem-se procurado realizar estudos detalhados da vida residual à fadiga e metodologias apropriadas de avaliação são requeridas para dar suporte à tomada de decisões. Na Europa, por exemplo, novos procedimentos para avaliação da fadiga em pontes de aço antigas foram propostos pelo comitê técnico da JRC–ECCS, uma comissão de estudos formada para dar suporte à evolução dos Eurocódigos (HELMERICH; KÜHN; NUSSBAUMER, 2007). Vê-se, portanto, que o estudo detalhado desse comportamento é fundamental para direcionar ações que visam estender a vida útil da estrutura através do gerenciamento dos planos de manutenções e reabilitações, objetivando a minimização de custos. Devido à sua relevância como um problema de infraestrutura, é fundamental desenvolver metodologias avançadas que forneçam avaliações confiáveis e realistas do estado de dano destas estruturas.

Uma grande parte das pontes antigas existentes ao redor do mundo foi projetada usando ligações rebitadas, uma técnica atualmente obsoleta, que ao passar dos anos foi sendo gradativamente substituída pela soldagem e pelo uso de parafusos de alta resistência. Por este motivo, a resistência à fadiga de detalhes rebitados não foi extensivamente avaliada em termos de abordagens modernas (BAKER; KULAK, 1982). Os procedimentos mais comuns para avaliação da fadiga em membros rebitados não sofreram adaptações significativas ao longo dos anos e são baseados em curvas SN características de determinadas classes de detalhes. Esta é a metodologia adotada pelos principais códigos internacionais para o projeto contra a fadiga, a exemplo das normas AASHTO (2011), AREMA (2013), BS 5400 (1980), EUROCODE 3 (2005) e RAILTRACK. RT/CE/C/025 (2001). As curvas SN são usadas para representar uma extensa base de dados que reúne resultados de testes com diferentes tipos de membros e detalhes. Este método possui a conveniência de utilizar tensões nominais para avaliação da vida à fadiga, sendo de fácil aplicação em conjunto com uma análise estrutural a nível global. No entanto, tais curvas não são disponíveis para traduzir o comportamento da grande diversidade de configurações de ligações possíveis, sendo limitadas a um número restrito de classes de detalhes. A escolha indevida de uma classe que não esteja claramente

definida no problema pode incorporar um elevado nível de incerteza nos resultados da avaliação. Outra desvantagem do procedimento é que ele não pode ser utilizado para fornecer qualquer informação sobre as diferentes fases de evolução do dano à fadiga no que concerne às vidas de iniciação e propagação da trinca.

Há uma extensa experiência acumulada referente à caracterização da resistência à fadiga de detalhes rebitados com base em resultados de testes SN com membros em escala real. No entanto, ainda há um limitado entendimento das causas físicas dos mecanismos de falhas específicos deste tipo de ligação. Isso ocorre porque não é possível isolar e estudar os parâmetros separadamente nos testes em escala real. Dessa maneira, considera-se que a curva SN para classes de detalhes já inclui, de forma conservadora, todos os efeitos que podem influenciar no processo de falha tais como, tensões médias, efeitos de sequência, gradientes de tensões, tensões residuais, corrosão, pré-esforço nos rebites, propriedades metalúrgicas, trincas pré-existentes e acabamento superficial (AGHOURY, 2012). Somado a isso, há pouca informação existente sobre falhas que ocorrem sob o regime de fadiga de alto ciclo (HCF), geralmente experimentado por conexões rebitadas típicas de pontes. Neste processo, caracterizado por baixos níveis de carregamento externo e tensões próximas ao limiar de fadiga da ligação, o método SN apresenta as maiores incertezas e a influência dos defeitos superficiais onde o dano se inicia passa a ser relevante.

É importante também ressaltar que os testes SN com ligações rebitadas em escala real são realizados sob condições simplificadas de carregamento, que podem ser bem diferentes daquelas experimentadas pela estrutura real. De fato, esforços secundários podem surgir nas ligações devido às interações entre os membros de diferentes partes da ponte. Tais esforços geralmente não são considerados em projeto, mas podem ser relevantes para a fadiga. Connor e Fisher (2006) estimam que aproximadamente 90% de todo processo de danificação por fadiga em pontes está relacionado a algum tipo de distorção ou tensões secundárias no detalhe. Apesar de haver um consentimento sobre a importância destes aspectos, ainda não existem diretrizes detalhadas e consolidadas nos códigos de projeto que orientem como considerar de forma segura tais efeitos. Além disso, eles também são pouco explorados no campo da modelagem computacional de pontes rebitadas.

Como alternativa ao método clássico das tensões nominais para avaliação do comportamento à fadiga, métodos de análise local são propostos na literatura e são utilizados em conjunto com modelos em elementos finitos (CHAN et al., 2008; COLQUHOUN; DRAPER, 2000; IMAM; RIGHINIOTIS, 2010; LI et al., 2007; MARTINSSON, 2005). As abordagens locais

são metodologias versáteis que podem ser aplicadas, genericamente, a qualquer tipo de detalhe e vêm ganhando espaço nos últimos anos devido à crescente disponibilidade de recursos computacionais, permitindo um maior nível de exploração dos modelos. Como o método determina parâmetros acerca da evolução local do processo de fadiga, ele fornece um melhor entendimento do nível de dano e pode ser usado como ferramenta para auxiliar ações de manutenção e prolongamento da vida útil de estruturas existentes. No contexto de uma análise local, o processo de fadiga passa a ser interpretado como um problema de iniciação e propagação de trincas nos pontos críticos que concentram tensões nos detalhes. Nestes procedimentos, o processo de degradação é avaliado a partir das tensões e deformações no ponto material onde o dano ocorre, reconhecendo os fenômenos que acontecem nessa escala e que não podem ser detectados com uso do método baseado em tensões nominais. Há uma gama de métodos locais que foram continuamente melhorados ao longo dos anos para prever a vida de iniciação da trinca, dos quais podem ser destacados o Método ϵN baseado em deformações elasto-plásticas para modelagem da fadiga em baixo ciclo (LCF) e o Método SN baseado em tensões elásticas locais macroscópicas para modelagem do regime HCF (BANNANTINE; COMER; HANDROCK, 1990; BUDYNAS e NISBETT, 2006; STEPHENS et al., 2001). A Mecânica da Fratura pode ser aplicada para modelar explicitamente a propagação da trinca após a fase de iniciação da falha.

Os métodos locais têm sido largamente usados em aplicações na indústria *offshore*, automotiva e na avaliação de componentes mecânicos. Na maioria dos casos tais abordagens são aplicadas com sucesso na avaliação de detalhes soldados. No entanto, a aplicação em membros rebitados, no contexto de uma ponte de aço, é pouco documentada na literatura e impõe desafios. O primeiro deles está relacionado à grande diferença de escalas existentes entre o comportamento global da estrutura e o comportamento local da região do detalhe onde o processo de fadiga evolui (LI et al., 2007, 2009), o que pode exigir análises de modelos com custos computacionais consideráveis. Apesar dos avanços recentes das técnicas baseadas no método dos elementos finitos, a determinação das tensões e deformações locais no ponto material onde o dano se inicia exige análises tridimensionais com altas densidades de malhas, aumentando significativamente a dimensão do problema. Estes mesmos requisitos não podem ser tomados para toda a estrutura, que possui dimensões muito maiores que aquelas onde o dano se manifesta e, por este motivo, técnicas avançadas de modelagem em diferentes escalas precisam ser utilizadas para viabilizar a solução.

Outro desafio para aplicação das abordagens locais em ligações rebitadas está relacionado à dificuldade da modelagem deste tipo de ligação em escala real, devido à elevada quantidade de parâmetros e complexidade de comportamento. Em uma ligação rebitada estão envolvidos fenômenos como fricção, deslizamentos, interações de contato normal entre superfícies, deformações do furo, concentrações de tensões com eventual plasticidade local, inclinação e flexão do rebite, pré-esforço, distribuição interna desigual de cargas, tensões residuais devido ao processo de conformação do rebite, excentricidades de carregamentos e esforços secundários transmitidos à ligação quando a ponte se deforma espacialmente. Mesmo sob condições simplificadas de carregamento, a exemplo de membros trabalhando sob esforços axiais puros, as tensões locais nos furos são geralmente multiaxiais, como consequência das interações de contato com o rebite e das tensões transversais que surgem na direção da espessura devido ao efeito do entalhe. A inclusão de todos estes fenômenos na análise de uma ligação, com uma grande quantidade de conectores e componentes que interagem entre si, submetidos a cargas variáveis no tempo, ainda é uma tarefa impraticável mesmo em computadores com elevada capacidade de processamento. Neste sentido, é necessário desenvolver metodologias de modelagem para reduzir o problema a uma dimensão onde a análise local possa ser manuseada e viabilizada com aceitável nível de precisão.

Atualmente existem disponíveis no mercado vários sistemas computacionais que utilizam o método dos elementos finitos para análises de problemas de engenharia com elevado grau de complexidade. Muitos dos chamados sistemas CAE (*computer aided engineering*) e CAD (*computer aided design*) possuem capacidades para integração e cooperação, disponibilizando ferramentas avançadas de análise e modelagem geométrica tridimensional (FLEMMING; HASSELBERG; GILLESÉN, 2000). Alguns dos sistemas CAE baseados no método dos elementos finitos (por exemplo, ABAQUSTM, ANSYSTM, NASTRANTM, etc) permitem a automatização do processo de modelagem e um eficiente acoplamento com outros programas externos, o que torna possível a realização de análises iterativas e recursivas (PARK; DANG, 2010). Apesar desses avanços, não há muitas ferramentas específicas disponíveis para projetistas de fadiga e mais pesquisas são necessárias no campo de aplicação do método dos elementos finitos para avaliação da vida à fadiga de estruturas com ligações rebitadas de geometrias complexas. Poucas pesquisas têm sido realizadas com base na análise detalhada de tensões por meio de modelos tridimensionais de elementos finitos de conexões rebitadas (DE JESUS; DA SILVA; CORREIA, 2014).

Alguns autores têm utilizado técnicas de submodelagem e modelagem hierárquica como uma alternativa para realização de análises locais de ligações rebitadas com aplicação em pontes (IMAM; RIGHINIOTIS, 2010; LEITE et al., 2010; NTSB, 2008). A submodelagem consiste na elaboração de dois modelos independentes, um para análise do comportamento global da estrutura, com malha relativamente grosseira, e outro com malha refinada para analisar uma determinada sub-região de interesse (LI et al., 2009). Os resultados do modelo global são aplicados na fronteira do modelo local como condições de contorno variáveis no tempo. A modelagem hierárquica pode ser entendida como uma técnica que utiliza elementos finitos de diferentes ordens (lineares, superficiais e sólidos) para refinar as regiões de interesse dentro de um mesmo modelo ou em modelos distintos. Os benefícios computacionais de ambas as metodologias são visíveis, dada a redução na dimensão final do problema local. Neste sentido, a análise global é destinada a avaliar o comportamento associado aos fenômenos importantes que ocorrem na escala da ponte e a análise local é usada para investigar o processo de degradação na pequena região onde a fadiga ocorre.

No contexto da análise global, o comportamento quase-estático e os efeitos dinâmicos devem ser quantificados adequadamente. O modelo global deve ser capaz de capturar as respostas de forma eficiente, apontando os membros mais críticos e a interação entre eles. Esta etapa é essencial para a compreensão do comportamento da estrutura diante dos principais carregamentos, que geram maior impacto na redução da vida à fadiga. Em pontes ferroviárias, a caracterização do comportamento global passa pela identificação dos diferentes tipos de veículos e configurações de trens, com diferentes geometrias e carregamentos, os quais interagem com os membros da estrutura podendo gerar um maior ou menor número de ciclos por passagem, refletindo diretamente no dano acumulado a longo prazo. Uma verificação do comportamento dinâmico deve ser realizada no modelo global, uma vez que as pontes ferroviárias são submetidas a cargas móveis de grande intensidade. A fim de melhorar a capacidade de análise dos modelos globais, técnicas de monitoramento podem ser utilizadas para validação de suas respostas. A instrumentação global de pontos distintos da estrutura pode ser realizada para melhor definir as tensões nominais e deslocamentos diante de carregamentos conhecidos e para apontar comportamentos não considerados, a priori, na modelagem. De fato, o monitoramento da resposta através da instrumentação consegue capturar efeitos secundários e, em conjunto com os dados do levantamento da geometria real da estrutura, podem ser úteis no processo de aferição do modelo global.

Durante a análise global-local também é importante compreender os mecanismos de transferências de cargas e como eles podem influenciar o comportamento à fadiga. Muitas práticas convencionais de modelagem de pontes negligenciam este aspecto, dada a dificuldade de se representar detalhadamente os conectores nas ligações. Sabe-se que a rigidez do conector é um importante parâmetro no controle da distribuição de esforços entre as diferentes partes conectadas no membro (HUTH, 1986). Dessa maneira, a qualidade dos resultados da análise local é fortemente influenciada pela distribuição de cargas obtidas no modelo global. Isto reflete a importância de se estabelecer uma metodologia de modelagem que considere, mesmo a nível global, as interações que podem ocorrer entre os componentes da ligação.

Diante do panorama descrito acima, vê-se que a fadiga em pontes rebitadas é um problema de natureza multidisciplinar que se manifesta em múltiplas escalas. Se por um lado é importante conhecer o comportamento da estrutura a nível global, diante dos efeitos estáticos e dinâmicos gerados pelo tráfego, por outro, o conhecimento das diferentes fases do processo de degradação e dos fatores que o influenciam ao longo do tempo deve ser obtido por meio de abordagens locais adequadamente empregadas. Em um nível intermediário, é importante conhecer o comportamento na escala da ligação com relação às interações entre diferentes partes conectadas. Para viabilizar a integração entre estas diferentes abordagens, deve-se recorrer a ferramentas numéricas sofisticadas a exemplo do método dos elementos finitos. Neste contexto, este trabalho visa implementar metodologias de análise global-local para avaliação de detalhes rebitados de pontes ferroviárias, empregando ferramentas avançadas de análise numérica para investigação pormenorizada do processo de fadiga. Os principais objetivos do estudo são descritos a seguir.

1.2 OBJETIVOS

O principal objetivo desta pesquisa consiste no desenvolvimento de procedimentos racionais para análise da fadiga em detalhes rebitados de pontes ferroviárias de aço, aplicando-se métodos de análise global-local, como uma alternativa aos métodos tradicionais de avaliação. Para tal, concentra-se na proposta de uma metodologia numérica avançada e viável para integração contínua entre modelos de elementos finitos em escalas distintas, possibilitando a realização de diferentes tipos de análises, incluindo procedimentos estáticos e dinâmicos a nível global, modelagem hierárquica e submodelagem a nível local. A aplicação destas metodologias ao estudo da fadiga em pontes ferroviárias visa contribuir para uma melhor

compreensão dos mecanismos de falha e dos efeitos que os influenciam, apontando melhores práticas de modelagem e de avaliação.

Pretende-se estudar os principais parâmetros que podem influenciar no comportamento local de ligações rebitadas, tais como modelos interfaciais de contato, fricção, pré-esforço nos rebites e distribuição interna de cargas. Algumas técnicas de modelagem em elementos finitos deverão ser testadas e validadas visando a redução do custo computacional das análises. Os modelos de elementos finitos serão construídos utilizando o *software* ABAQUS™ (DASSAULT SYSTÈMES, 2012). Os recursos de programação da linguagem orientada a objetos Python™ e da linguagem MATLAB™ serão utilizados no desenvolvimento de uma ferramenta assistente para acessar as funcionalidades do código ABAQUS™ e permitir a construção e análise dos modelos de forma paramétrica e recursiva. Esta abordagem possibilitará o acoplamento entre o pacote de elementos finitos e sub-rotinas customizadas para gerenciar o processamento e realizar análise global-local da fadiga de forma eficiente. Como resultado, pode-se automatizar tarefas e realizar estudos testando múltiplos cenários prováveis.

A pesquisa tem por finalidade aplicar a metodologia de análise global-local para a investigação de detalhes rebitados de uma ponte ferroviária existente, a qual faz parte da Estrada de Ferro Vitória-Minas, situada na região Sudeste do Brasil. O comportamento global da estrutura deverá ser validado com base na comparação entre os resultados da análise em elementos finitos e medidas experimentais obtidas a partir de um monitoramento realizado sob condições normais de tráfego. O objetivo da modelagem global será identificar áreas críticas, as quais são mais sensíveis à fadiga, realizar análises paramétricas e fazer previsões utilizando os métodos tradicionais de avaliação, a exemplo de curvas SN de classes de detalhes. Pretende-se avaliar a influência das configurações de trens mais nocivas à estrutura por meio de análises de sensibilidade e investigar a relevância dos efeitos secundários de flexão dos membros no desempenho à fadiga. A modelagem das ligações será realizada de forma pormenorizada incluindo todos os componentes e as respectivas interações entre eles, considerando as amplitudes variáveis de gamas de tensões geradas pelos carregamentos mais importantes.

No âmbito da análise local, pretende-se investigar a fase de iniciação do processo de fadiga em ligações críticas da ponte, recorrendo-se aos métodos clássicos baseados em deformações e tensões. Para tal, as ferramentas numéricas serão expandidas para incluir os efeitos de tensões multiaxiais, tensões médias, acabamento superficial e deformações plásticas locais

que considerem o comportamento cíclico e o efeito de "memória" na sequência do carregamento.

1.3 ESTRUTURA DA TESE

O texto da tese foi organizado em sete capítulos incluindo este introdutório. Uma descrição sumária de cada um destes capítulos é feita a seguir.

O Capítulo 1 enquadra o tema da tese e apresenta as principais motivações e objetivos do estudo. A estrutura e caracterização dos capítulos é também apresentada.

O Capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica sobre as principais abordagens para previsão do comportamento à fadiga. Inicialmente, o problema da fadiga em pontes de aço é abordado mostrando tendências convencionais de avaliação e os aspectos gerais do comportamento estrutural, destacando alguns trabalhos prévios sobre o tratamento do problema em pontes rebitadas submetidas a trens com elevada carga/eixo. É dado destaque à caracterização da resistência à fadiga com base em testes com ligações em pequena e larga escala, descrevendo os principais fatores que influenciam no desempenho e as limitações dos métodos tradicionais de previsão. Em seguida, uma revisão sobre as abordagens locais é feita, enquadrando os regimes de comportamento onde cada método pode ser aplicado. Aspectos da modelagem local em elementos finitos são destacados, descrevendo alguns trabalhos recentes no campo.

No Capítulo 3 é realizada uma revisão sobre o comportamento de ligações rebitadas, com destaque à modelagem numérica. São discutidos aspectos importantes da modelagem das interações de contato, da resistência friccional da ligação, dos níveis de pré-esforço nos rebites e da distribuição de cargas entre os componentes. Exemplos em pequena escala são desenvolvidos para testar procedimentos numéricos. Análises de sensibilidade são realizadas tomando como referência uma ligação rebitada com uma trinca inicial pré-existente, onde são investigados os efeitos de diferentes variáveis sobre determinados parâmetros do comportamento local. Alguns procedimentos para modelagem dos rebites por meio de elementos conectores deformáveis são testados como alternativas à modelagem explícita com elementos finitos sólidos, na tentativa de reduzir o custo computacional em análises de ligações com geometrias complexas.

O Capítulo 4 aborda aspectos da metodologia de modelagem desenvolvida para resolução de problemas que envolvem a integração contínua entre modelos globais e locais para fins de análise de fadiga em pontes ferroviárias de aço. São descritos os procedimentos gerais da

metodologia e um conjunto de ferramentas criadas para possibilitar o acoplamento entre o *software* ABAQUS™ para simulação em elementos finitos e sub-rotinas customizadas programadas em MATLAB™ e Python™ para processamento recursivo dos modelos e análise local da fadiga. Diferentes critérios de falhas uniaxiais e multiaxiais são implementados e as abordagens locais são adaptadas para tratar de forma eficiente o problema da iniciação de trincas no contexto da avaliação de ligações rebitadas. Algumas funcionalidades da ferramenta são validadas comparando as respostas obtidas com exemplos encontrados na literatura.

O Capítulo 5 trata da modelagem e análise global da ponte ferroviária sobre Rio Fundão. A caracterização do comportamento global é realizada recorrendo-se aos resultados de simulações estáticas e dinâmicas e da monitoração de curto prazo da estrutura. A validação do modelo global inicial é feita com base na informação experimental obtida durante as passagens de diferentes trens pela ponte. Também são apresentados resultados de estudos de sensibilidade e de previsão da vida à fadiga de detalhes críticos da ponte usando o método das tensões nominais e curvas SN baseadas em classes de detalhes. Diferentes aspectos são abordados, tais como a consideração dos efeitos secundários de flexão nas ligações e a influência do tipo de veículo e da configuração do trem sobre o desempenho dos detalhes rebitados.

O Capítulo 6 trata a modelagem e análise local das ligações rebitadas da ponte sobre o Rio Fundão. Modelos tridimensionais detalhados das conexões são desenvolvidos em duas etapas. Na primeira são aplicadas técnicas de modelagem hierárquica para avaliar de forma pormenorizada os mecanismos de transferência de cargas entre os membros envolvidos, os efeitos secundários de flexão e a influência de diferentes hipóteses de modelagem. São realizadas análises de sensibilidade e comparações com o modelo global inicial. Na segunda etapa, são desenvolvidos submodelos com elementos sólidos e altas densidades de malhas para investigação dos campos de deformações e tensões locais nas regiões apontadas como críticas durante a modelagem hierárquica. As geometrias dos rebites são representadas explicitamente e todas as interações de contato são modeladas. A influência do pré-esforço nos rebites é avaliada. As abordagens ϵN e SN são aplicadas para enquadrar o regime de fadiga das ligações, verificar critérios de falha incluindo tensões multiaxiais, analisar parâmetros dos modelos e fazer previsões da vida de iniciação da trinca.

Finalmente, no Capítulo 7 são apresentadas as principais conclusões do estudo e sugeridas recomendações para desenvolvimentos futuros.

2. ABORDAGENS PARA AVALIAÇÃO DA FADIGA COM APLICAÇÃO EM PONTES COM LIGAÇÕES REBITADAS

2.1 ABORDAGEM GLOBAL

A abordagem comumente empregada para previsão do dano à fadiga em pontes de aço é o tradicional método das curvas SN baseadas em classes de detalhes, as quais relacionam as gamas de tensões nominais, $\Delta\sigma_n$, ao número de ciclos, N_f , necessários para que falha ocorra no membro estrutural. Estas curvas são geralmente obtidas usando limites de confiança de 95% para uma probabilidade de falha de 2.25% (FISHER; KULAK; SMITH, 1998), o que equivale a adotar um limite inferior da resistência à fadiga (aproximadamente dois desvios padrões abaixo da média). Em geral, as curvas SN são escolhidas para representar uma variedade de membros estruturais, que incluem efeitos relacionados à condição do detalhe, corrosão, qualidade dos conectores e dos furos, métodos de fabricação e tipo de ligação (rebitada, parafusada ou soldada). Os dados são linearmente ajustados quando eles são representados numa escala bi-logarítmica:

$$N_f \cdot \Delta\sigma_n^m = A \rightarrow \log(N_f) + m \cdot \log(\Delta\sigma_n) = \log(A) \quad (2.1)$$

onde,

N_f representa o número de ciclos até a falha sob uma dada gama de tensão com magnitude constante $\Delta\sigma_n$;

A é valor cujo logaritmo representa a interseção da curva com o eixo de N_f , conforme mostrado na Figura 2.1. Este é um parâmetro que depende da classe de detalhe;

m representa o expoente, ou inclinação no domínio logarítmico, da curva SN.

Uma vez que os testes que geram as curvas SN são realizados sob gamas de tensões constantes (CAF), é necessário aplicar uma hipótese de acumulação de dano para estender esta abordagem para o regime de gamas de tensões variáveis (VAF), que em geral constitui a real condição experimentada pela maioria dos carregamentos em serviço. Em situações práticas, a hipótese linear de Palmgren-Miner (MINER, 1945) é a mais utilizada até hoje e

tem sido largamente empregada em conjunto com as curvas SN. O índice de acumulação de dano de Palmgren-Miner é definido conforme eq.(2.2), onde n_i representa o número de repetições da i -ésima gama de tensões nominais, $\Delta\sigma_{n,i}$, existente em um dado espectro de tensões. Para o evento i , o número de ciclos até a falha é representado por $N_{f,i}$.

$$D_f = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_{f,i}} \quad (2.2)$$

Figura 2.1 - Curva SN para fadiga sob amplitude constante (CAF) e variável (VAF) de gamas de tensões.

Na Figura 2.1 também é mostrado o ponto correspondente ao limiar identificado por CAFL (*constant amplitude fatigue limit*), o qual representa o valor de tensão abaixo do qual o dano pode ser considerado desprezível para o caso de fadiga sob o regime CAF. Suas imediações caracterizam a fadiga de alto ciclo, onde as tensões atuantes possuem valores bem abaixo do limite de escoamento do material. Os valores do CAFL e, por consequência, da variável A , dependem do tipo de detalhe analisado, o que corresponde a um desvio lateral paralelo da curva S-N para diferentes valores deste parâmetro. Segundo Barsom e Rolfe (1999), o CAFL está relacionado ao limiar de propagação de trincas de fadiga no material, ΔK_{th} , que, para uma dada trinca com comprimento a_i , pode ser estimado por:

$$\Delta K_{th} = B \cdot CAFL \cdot \sqrt{\pi \cdot a_i} \quad (2.3)$$

onde B é uma constante que depende das características do detalhe estrutural.

A interpretação da eq.(2.3) permite concluir que qualquer gama de tensão com magnitude maior que o CAFL deve causar crescimento da trinca para tamanhos maiores que a_i . Admitindo que ΔK_{th} permanece constante, o valor do CAFL tende a diminuir na medida que a trinca cresce, o que sugere que gamas de tensões $\Delta\sigma_{n,i}$ que antes não ajudavam a propagar a trinca, passem a contribuir no processo de fadiga do material. Este comportamento tem sido largamente estudado na literatura. Fisher et al. (1987) mostrou que, em ensaios com detalhes soldados sob tensões com gamas variáveis, o processo de fadiga teve início mesmo quando 99,9% das gamas de tensões estavam abaixo do CAFL. A fim de considerar tal efeito, os códigos normativos recomendam a continuação da curva SN para valores abaixo do CAFL. A norma AREMA (2013) sugere a extensão da curva SN mantendo a mesma inclinação e, para evitar a subestimação da vida à fadiga, recomenda a adoção de um limite de corte (*VAFL - variable amplitude fatigue limit*) para truncamento do espectro. Este truncamento é necessário para evitar a contribuição de pequenos, porém numerosos, ciclos de tensões existentes no espectro. Tal hipótese é baseada no fato de que a vida residual do detalhe pode ser considerada desprezível quando estes pequenos ciclos passarem a contribuir para o crescimento da trinca, ao superar o limiar de propagação ΔK_{th} em um estágio avançado de dano. Baseado neste pressuposto, somente as gamas de tensões maiores ou iguais ao limite de corte contribuem na vida à fadiga. O valor adotado para o VAFL deve ser uma fração do CAFL e depende da classe do detalhe analisado. Os códigos BS 5400 (1980) e EUROCODE 3 (EN1993-1-9, 2005) recomendam uma mudança de inclinação de m para $m + 2$, tornando a curva SN bi-linear, onde o CAFL representa o ponto de interseção entre os dois segmentos. Um tratamento analítico considerando a mudança de inclinação da curva SN e seu efeito na vida à fadiga comparada à estimada pela curva com inclinação constante é descrito detalhadamente em Yen et al. (2013).

A regra de acumulação de dano expressa na eq.(2.2) possui várias limitações, porém é reconhecido que ela fornece previsões a favor da segurança para maioria das gamas de tensões do espectro. Uma das principais limitações é a incapacidade de reconhecer a ordem do carregamento, mas em geral boas correlações são obtidas para carregamentos aleatórios, o qual corresponde ao regime que caracteriza a maioria dos sistemas estruturais. Para espectros caracterizados por altas tensões médias ou por um número elevado de ciclos abaixo do limite de corte, a regra de *Miner* pode superestimar a vida à fadiga (MADDOX, 1991; SCHIJVE, 2009).

Considerando que a máxima gama de tensão do espectro, $\Delta\sigma_{n,\max}$, é maior que o CAFL e que somente as gamas de tensões acima do VAFL são capazes de propagar a trinca de fadiga, pode-se escrever, substituindo a eq.(2.1) na eq.(2.2), a seguinte equação para determinar o dano acumulado:

$$D_f = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{A} \cdot (\Delta\sigma_{n,i})^m \quad (2.4)$$

Uma equação determinística que representa a função de estado limite de fadiga, G , pode ser escrita conforme eq.(2.5). Valores de $G < 0$ indicam que o dano acumulado ultrapassou os limites da segurança à fadiga.

$$G = 1 - \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{A} \cdot (\Delta\sigma_{n,i})^m \quad (2.5)$$

Para o caso onde as tensões consideradas são obtidas a partir dos históricos aleatórios de carregamento, as variáveis n_i e $\Delta\sigma_{n,i}$ podem ser determinadas por intermédio de algum método de contagem de ciclos a exemplo do método *Rainflow* (ASTM E 1049, 2010; RYCHLIK, 1987).

O conceito de tensão equivalente adotado pela norma AREMA (2013) está associado à tensão RMC (*root mean cube stress range*), obtida quando a inclinação m da curva SN é igual a 3.

Quando as máximas gamas de tensões do espectro, $\Delta\sigma_{n,\max}$, estão abaixo do CAFL, nenhum padrão de fissuração à fadiga é esperado para o detalhe e a hipótese de vida infinita pode ser assumida. A razão $\mu_{fat} = \frac{CAFL / \gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{n,\max}}$ fornece uma medida preliminar do fator de segurança

para vida à fadiga infinita. Os coeficientes γ_{Mf} e γ_{Ff} representam fatores de ponderação da resistência e das solicitações, respectivamente. Valores de $\mu_{fat} > 1$ indicam que há uma grande probabilidade do detalhe ter uma experiência de vida infinita, onde nenhum dano é esperado ao longo de toda vida útil da estrutura. A aceitação dos níveis de μ_{fat} para uma ponte deve ser determinada baseada na consideração de vários outros fatores como a ausência de registros relativos a carregamentos críticos, erros nas estimativas das tensões devido a efeitos locais,

condições físicas do detalhe devido à corrosão e qualidade de fabricação, redundância e importância do membro em estudo.

2.1.1 Caracterização das tensões nominais

O método de avaliação descrito acima é baseado no conceito de tensões nominais. Isto significa que as tensões a serem usadas nas curvas SN podem ser calculadas usando as teorias fundamentais da mecânica estrutural aplicadas nas seções transversais críticas do membro, desconsiderando o efeito de concentração de tensões que pode ocorrer nas imediações do entalhe (MARTINSSON, 2005). No campo da avaliação e projeto de pontes, este é o método utilizado pelos principais códigos internacionais a exemplo das normas AASHTO (2011); AREMA (2013), BS 5400 (1980) e EUROCODE 3 (EN1993-1-9, 2005). A grande vantagem do método das tensões nominais é que ele pode ser aplicado a partir de uma análise estrutural em escala global, uma vez que as tensões necessárias à avaliação não precisam ser determinadas no ponto onde o dano se inicia, pois os efeitos relativos às concentrações de tensões já estão inclusos na curva de SN que caracteriza um determinado tipo de detalhe estrutural (IMAM; RIGHINIOTIS, 2010). No entanto, apenas um número restrito de detalhes é especificado nos códigos normativos e em muitos casos a classificação pode não ser clara, principalmente quando envolvem a manifestação de deformações secundárias (CONNOR; FISHER, 2006).

Em ligações rebitadas e parafusadas as tensões nominais devem ser obtidas de diferentes maneiras a depender do comportamento da ligação. Em situações onde os esforços na ligação são transferidos por meio de tensões de suporte dos conectores sobre as bordas dos furos (*bearing-type connection*), como é o caso das ligações rebitadas com baixo nível de pré-esforço (ver Figuras 2.2a e 2.2c), as tensões nominais devem ser tomadas na área líquida da seção, uma vez que neste tipo de ligação é esperado que a seção de falha intercepte os furos (GRONDIN; KULAK, 1999). No caso de membros rebitados com carregamentos predominantemente axiais, a área da seção líquida (A_n) pode ser estimada conforme eq.(2.6) (JOSI; GRONDIN; KULAK, 2004). Para ligações cuja a transferência dos esforços se manifesta predominantemente pelo atrito entre os componentes, devido à força de aperto do conector (*slip-critical type connection*), como é o caso das ligações parafusadas (Figuras 2.2b e 2.2d), a tensão nominal deve ser tomada na área bruta da seção (AREMA, 2013).

$$A_n = t \cdot \left(w_g - n \cdot \phi_r + \sum \frac{s^2}{4 \cdot g} \right) \quad (2.6)$$

Na equação acima, t representa a espessura da placa, w_g é largura da seção bruta do membro, n é o número de furos interceptados pelo caminho da falha, ϕ_r é o diâmetro do furo e Σ representa a soma de todos os segmentos inclinados ao longo do caminho da falha, sendo s a distância entre os furos na direção da carga e g a distância entre os furos na direção perpendicular à carga, conforme esquema mostrado na Figura 2.2e.

2.1.1.1 Obtenção do espectro de tensões

Sob carregamentos de amplitudes variáveis, é necessário converter a história de tensões nominais em ciclos de carregamento equivalentes para aplicação do modelo de dano de Palmgren-Miner. O método mais comumente usado para extração de ciclos a partir de uma história irregular de tensões é o algoritmo *Rainflow*, proposto originalmente por Matsuishi e Endo (1968) e atualmente é uma das técnicas recomendada pela norma ASTM E1049 (2010). Para aplicação do método SN nesta tese, é usada uma variação do método *Rainflow* baseada no trabalho de Rychlik (1987), o qual propõe uma definição mais conveniente para o tratamento estatístico das histórias de tensões, baseada na contagem de meio-ciclos. Por esta abordagem também é possível organizar os ciclos mantendo a sequência do carregamento.

Figura 2.2 - Distribuição de tensões em conexões (a) tipo "bearing" (b) tipo "slip-critical"; (c) Falha na seção líquida em conexões do tipo "bearing". (d) Falha na seção bruta em conexões do tipo "slip-critical" e (e) parâmetros para definição da seção líquida efetiva em conexões tipo "bearing".

2.1.2 *Curvas de resistência à fadiga de ligações rebitadas*

Há uma extensa experiência acumulada no que concerne à caracterização da resistência à fadiga de membros rebitados com base em testes de detalhes em pequena e larga escalas. Em muitos casos os membros são retirados de estruturas reais e testados em laboratório sob regimes de amplitudes constantes. No entanto, há um pequeno número de testes com membros submetidos a carregamentos de amplitudes variáveis. É possível encontrar na literatura uma gama de resultados referentes a testes em escala real realizados entre 1975 e 2008. A maioria deles foram realizados com membros rebitados submetidos à flexão. Neste grupo, destacam-se os trabalhos de Out, Fisher e Yen (1984), Rabemanantso e Hirt (1984), Fisher et al. (1987b), Brüwiler, Smith e Hirt (1990), ATLSS (1993), Mang e Bucak (1993), Akesson (1994), Adamson e Kulak (1995), Helmerich, Brandes e Herter (1997), Zainudin (1997), Al-Emrani (2002) e Taras e Greiner (2008). Um outro grupo de ensaios, em menor número, é baseado em experimentos com membros de treliças submetidos a carregamentos axiais. Este é o caso de Reemsnyder (1975), Baker e Kulak (1982), Brüwiler et al. (1990), Mang e Bucak (1993), DiBattista e Kulak (1995) e Helmerich et al. (1997). A reunião de todos estes dados encontra-se representada na Figura 2.3. Com exceção do trabalho de Taras e Greiner (2008), a base de dados apresentada pode ser também consultada em Larsson (2009). Na figura, também são mostradas as curvas SN padronizadas pelos códigos AASHTO (2011), AREMA (2013) e EUROCODE 3 (EN1993-1-9, 2005), as quais são usadas convencionalmente para classificar os detalhes rebitados. Verifica-se que há uma equivalência entre as curvas para gamas de tensões superiores a 62 MPa. Nestes casos, a inclinação $m=3$ é mantida constante.

O código AREMA oferece três opções para classificar os detalhes rebitados, todas elas derivadas a partir da categoria "D". Em situações que envolvem amplitudes variáveis de tensões e onde o pré-esforço nos rebites é considerado "baixo", é sugerida a extensão da curva SN até o valor VAFL = 41.37 MPa, quando pelo menos 0.1% do espectro de tensões supera o valor do CAFL = 48.26 MPa. O código também permite o uso da categoria "C" na região entre o VAFL e 62 MPa para os casos onde os furos são produzidos por meio do processo de puncionamento e os níveis de pré-esforço nos rebites são considerados "normais". Uma terceira opção pode ser utilizada para ligações onde o nível de pré-esforço é considerado "normal" e os furos são produzidos por um processo com qualidade superior ao puncionamento (furação, fresamento, ou sub-puncionamento seguido de fresamento). Neste caso, uma inclinação $m_2=9.5$ deve ser usada na região entre o VAFL e 52.31 MPa.

A curva SN para classe "D" também é recomendada pelo código AASTHO, mas com o VAFL avaliado em $0.5\text{CAFL} = 24.13 \text{ MPa}$, a fim de considerar os efeitos produzidos por veículos rodoviários ocasionais com cargas superiores à carga de projeto. A categoria "71" especificada no EUROCODE 3 também pode ser usada para classificar os detalhes rebitados. Neste caso, o CAFL é definido em 5×10^6 ciclos e corresponde a 52.31 MPa. Já o VAFL=28.73 MPa é obtido quando o número de ciclos equivale a 10^8 . A curva é dividida em dois segmentos com interseção no CAFL e inclinações $m_1=3$ e $m_2=5$.

Figura 2.3 - Resultados de testes de ligações rebatadas em larga escala e curvas padronizadas (base de dados compilada a partir dos trabalhos de Larsson, 2009 e Taras e Greiner, 2008).

Devido à elevada dispersão que caracteriza os resultados dos testes com detalhes em escala real, está claro que a média dos dados pode conduzir a vidas à fadiga superestimadas. Diante destas incertezas e na ausência de dados experimentais específicos da ligação sob análise, o uso de curvas SN que representem um limite inferior da resistência parece ser uma metodologia razoável mesmo para avaliações do comportamento à fadiga de estruturas existentes. A análise dos dados da Figura 2.3 também permite verificar que para gamas de tensões abaixo de 62 MPa, as curvas SN AREMA para rebites com níveis "normais" de pré-esforço parecem aderir melhor aos dados. No entanto, o código AREMA não fornece qualquer orientação quantitativa que possa ser usada para classificar o nível de pré-esforço

como "baixo" ou "normal", de modo que esta avaliação deve ser feita apenas qualitativamente. Para gamas de tensões abaixo de 41 MPa, as curvas SN classe "71" do EUROCODE 3 e classe "D" da AASTHO fornecem valores conservadores do limite de corte (VAFL), o que não é corroborado pelos resultados dos testes consultados. As diferentes curvas padronizadas de acordo com os códigos supracitados e seus respectivos parâmetros utilizados para classificação dos detalhes rebitados são apresentados na Tabela 2.1.

É conhecido que a razão de tensão, $R = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$, pode ter efeito na resistência à fadiga de ligações rebitadas. Embora esta relação não seja considerada na maioria dos códigos de projeto e avaliação, alguns autores têm sugerido a inclusão de fatores de correção no cálculo das tensões nominais (TARAS; GREINER, 2009). A norma europeia EUROCODE 3 também permite considerar este parâmetro, porém somente para os casos onde $R < 0$, devido ao efeito benéfico das tensões compressivas. No entanto, resultados de testes com membros em escala real mostram que tal correlação nem sempre é clara, como mostrado na Figura 2.4. Os dados apresentados na figura foram organizados e agrupados para R variando entre -0.6 e 0.4 . Devido às diferenças de condições existentes em cada teste, a avaliação da influência da razão de tensão sobre a resistência à fadiga de ligações rebitadas em escala real não pode ser considerada conclusiva.

Figura 2.4 - Influência da razão de tensão na resistência à fadiga de ligações rebitadas em larga escala (dados brutos compilados a partir de Taras e Greiner, 2008).

Tabela 2.1 - Curvas SN padronizadas comumente usada para classificar detalhes rebitados.

Número de ciclos até a falha	Parâmetros da curva
AASTHO (2011), classe "D"	
$N_f = \begin{cases} A \cdot \Delta\sigma_n^{-m} & \text{se } \Delta\sigma_n > \text{VAFL} \\ \infty & \text{se } \Delta\sigma_n \leq \text{VAFL} \end{cases}$	$\text{VAFL} = 24.13 \text{ MPa}, m = 3$ $A = 7.21 \times 10^{11} \text{ MPa}^3$
AREMA (2013), classe "D", baixo pré-esforço	
$N_f = \begin{cases} A \cdot \Delta\sigma_n^{-m} & \text{se } \Delta\sigma_n > \text{VAFL} \\ \infty & \text{se } \Delta\sigma_n \leq \text{VAFL} \end{cases}$	$\text{VAFL} = 41.37 \text{ MPa}, m = 3$ $A = 7.21 \times 10^{11} \text{ MPa}^3$
AREMA (2013), classe "D", pré-esforço normal, furos punçoados	
$N_f = \begin{cases} A_1 \cdot \Delta\sigma_n^{-m} & \text{se } \Delta\sigma_n \geq 62 \text{ MPa} \\ A_2 \cdot \Delta\sigma_n^{-m} & \text{se } \text{VAFL} < \Delta\sigma_n < 62 \text{ MPa} \\ \infty & \text{se } \Delta\sigma_n \leq \text{VAFL} \end{cases}$	$\text{VAFL} = 41.37 \text{ MPa}, m = 3$ $A_1 = 7.21 \times 10^{11} \text{ MPa}^3$ $A_2 = 14.4 \times 10^{11} \text{ MPa}^3$
AREMA (2013), classe "D", pré-esforço normal, furos alargados	
$N_f = \begin{cases} A_1 \cdot \Delta\sigma_n^{-m_1} & \text{se } \Delta\sigma_n \geq 62 \text{ MPa} \\ A_2 \cdot \Delta\sigma_n^{-m_1} & \text{se } 52.7 \text{ MPa} \leq \Delta\sigma_n < 62 \text{ MPa} \\ A_3 \cdot \Delta\sigma_n^{-m_2} & \text{se } \text{VAFL} < \Delta\sigma_n < 52.7 \text{ MPa} \\ \infty & \text{se } \Delta\sigma_n \leq \text{VAFL} \end{cases}$	$\text{VAFL} = 41.37 \text{ MPa}$ $m_1 = 3, m_2 = 9.5$ $A_1 = 7.21 \times 10^{11} \text{ MPa}^3$ $A_2 = 14.4 \times 10^{11} \text{ MPa}^3$ $A_3 = 2.28 \times 10^{23} \text{ MPa}^{9.5}$
EUROCODE 3 (EN1993-1-9, 2005), classe "71"	
$N_f = \begin{cases} A_1 \cdot \Delta\sigma_n^{-m_1} & \text{se } \Delta\sigma_n \geq \text{CAFL} \\ A_2 \cdot \Delta\sigma_n^{-m_2} & \text{se } \text{VAFL} < \Delta\sigma_n < \text{CAFL} \\ \infty & \text{se } \Delta\sigma_n \leq \text{VAFL} \end{cases}$	$\text{VAFL} = 28.73 \text{ MPa}$ $m_1 = 3, m_2 = 5$ $A_1 = 7.16 \times 10^{11} \text{ MPa}^3$ $A_2 = 1.96 \times 10^{15} \text{ MPa}^5$

CAFL = limite de fadiga para gamas de tensões constantes.

VAFL = limite de fadiga para gamas de tensões variáveis.

Outros resultados de testes, realizados entre 1934 e 1986, foram reportados por Fisher et al. (1987b). A base de dados consultada é referente a ensaios com ligações rebitadas em pequena escala, submetidas a gamas de tensões nominais superiores a 97 MPa. Atenção especial foi dada a estes dados, uma vez que foram documentados na época em que as ligações rebitadas constituíam o principal tipo de conexão utilizada em pontes metálicas. Resultados com diferentes razões de tensões são mostrados na Figura 2.5. Ao contrário do comportamento exibido pelos testes em larga escala, o efeito benéfico das tensões alternantes ($R=-1$) é razoavelmente identificado. Também é possível verificar que os testes com maiores razões de tensões ($R>0.3$) apresentaram as menores resistências a fadiga, em alguns casos inferiores à curva SN AREMA classe "D" para baixo pré-esforço.

Figura 2.5 - Influência da razão de tensão na resistência à fadiga de ligações rebitadas em pequena escala.

A base de dados reportada por Fisher et al. (1987b) para testes controlados em pequena escala também apresenta estudos para avaliar as influências da tensão de escoamento do material, do nível de pré-esforço nos rebites e do método de produção dos furos, conforme apresentado nas Figuras 2.6, 2.7 e 2.8, respectivamente. Pequenas diferenças foram detectadas nos testes com diferentes tensões de escoamento (σ_y), não sendo possível distinguir mudanças de comportamentos para ligações com $\sigma_y < 275$ MPa e com σ_y entre 275 MPa e 345 MPa. Nos testes onde $\sigma_y > 345$ MPa, os resultados, em geral, caem bem acima da classe "D" recomendada pelo código AREMA. Com relação à influência do nível de pré-esforço nos rebites, é possível identificar um considerável número de testes que caem abaixo da curva SN classe "D". Tal comportamento pode ser explicado pela existência de elevadas tensões de contato do fuste do rebite sobre a borda do furo em situações onde o pré-esforço é baixo. Ao se analisar isoladamente cada conjunto de dados reportados por Fisher et al. (1987b), Mang e Bucak (1993) e Jesus et al. (2009), apresentados na Figura 2.7, pode-se verificar que as ligações rebitadas e parafusadas apertadas exibem melhor desempenho comparadas à ligações rebitadas com pré-esforço reduzido.

Figura 2.6 - Influência da tensão de escoamento na resistência à fadiga de ligações rebitadas em pequena escala.

Figura 2.7 - Influência do pré-esforço na resistência à fadiga de ligações rebitadas em pequena escala.

A qualidade do furo também mostrou ter alguma influência na resistência à fadiga. Os resultados dos testes apresentados na Figura 2.8 mostram que as operações de alargamento após sub-fresamento dos furos melhoram o desempenho à fadiga em relação às ligações onde os furos são puncionados. Esta conclusão também é corroborada por meio de uma série de testes realizados por Brown et al. (2007) com ligações parafusadas que diferem apenas no método de formação do furo. Fisicamente, tal comportamento é esperado devido à formação de micro-trincas ao redor do furo após o processo de puncionamento. As imperfeições

resultantes do processo de fresamento e/ou alargamento são menos significativas, o que resulta em vidas à fadiga mais longas para ligações onde tal método é aplicado.

Figura 2.8 - Influência da qualidade do furo na resistência à fadiga de ligações rebatadas em pequena escala.

As bases de dados para testes com ligações rebatadas em escala real e em pequena escala encontram-se reunidas na Figura 2.9. Conforme pode ser constatado, a resistência à fadiga dos detalhes rebatados parece não ser sensível à escala do espécime e, portanto, os resultados para testes em pequena e larga escala podem ser considerados como pertencentes ao mesmo universo. Tal comportamento é evidenciado quando são comparados testes realizados sob a mesmas gamas de tensões para ambos os tipos de testes. A maioria dos testes em pequena escala foram realizados com níveis de tensões bem acima do limite de fadiga estabelecido pelos códigos internacionais. Um reduzido número de testes em escala real foram realizados com gamas de tensões no domínio do CAFL, onde predomina o regime de fadiga de alto ciclo (HCF). Isto reflete as dificuldades de realização de experimentos com vidas longas, o que resulta em uma maior variância e consequente incerteza associada a essa região da curvas SN. Uma descrição detalhada dos testes com ligações rebatadas em larga escala, cujos dados foram aqui discutidos, é apresentada em Larsson (2009), com ênfase na análise individual de cada fator que pode influenciar no desempenho à fadiga.

Figura 2.9 - Influência da escala do detalhe na resistência à fadiga de ligações rebatadas.

2.1.3 Aplicações ao estudo de pontes ferroviárias

Entre os anos de 1980 e 2000, alguns autores, a exemplo de Garg, Chu e Wiriyachai (1982), Szeliski e Elkholy (1984), Bhavnagri (1995), Brühwiller e Kuns (1993) e DiBattista, Adamson e Kulak, (1998a), apresentaram estudos sobre o problema da fadiga com aplicação em pontes ferroviárias treliçadas.

Garg, Chu e Wiriyachai (1982) estudaram o comportamento da ligação entre as vigas transversais e longitudinais de uma ponte treliçada considerando a vibração causada pelos trens e a interação veículo-ponte. Os autores usaram a categoria "D" do código AREMA para classificar os detalhes dos membros verticais. Vidas à fadiga entre 50 e 140 anos foram estimadas para os membros críticos. Szeliski e Elkholy (1984) analisaram a ligação entre os membros verticais e as vigas transversais em uma ponte ferroviária treliçada com detalhes rebatados. Utilizou-se a categoria "C" do manual AREMA para classificar a ligação. Um levantamento da história do tráfego foi feito e um crescimento de 5% na carga anual foi assumido para estimar as vidas residuais, que foram de aproximadamente 7 anos para os detalhes das vigas longitudinais e 16 anos para as vigas transversais.

Em Bhavnagri (1995) e Brühwiller e Kuns (1993) foram estudados alguns casos de pontes treliçadas rebatadas fabricadas com ferro forjado. As pontes foram construídas entre 1850 e 1890. A classe "D" do manual AREMA foi utilizada para classificar os detalhes no primeiro trabalho. No segundo trabalho, fez-se uso da classe "71" do EUROCODE 3. Em ambos os

casos o modelo de tráfego passado incorporou dados históricos da ponte. O primeiro autor detectou níveis de dano relativamente baixos nos membros críticos. No segundo caso, a ponte foi liberada para uso irrestrito em até 25 anos após a data da avaliação.

DiBattista, Adamson e Kulak, (1998a) estudaram as diagonais de uma ponte ferroviária em treliça *Warren* com aproximadamente 30 m de vão. Os resultados de modelos com elementos de viga e diferentes hipóteses de modelagem das ligações, assumidas como rígidas, semi-rígidas ou rotuladas, foram comparados com medidas de campo. Os modelos com ligações rígidas e semi-rígidas apresentaram resultados compatíveis com as medidas experimentais. O detalhe crítico da diagonal foi classificado de acordo com a categoria "D" do manual AREMA. Vidas residuais superiores a 50 anos foram encontradas.

As abordagens que combinam resultados de modelos teóricos a nível global e a informação experimental obtida por meio do monitoramento sob condições normais de tráfego são comumente usadas na avaliação da fadiga em pontes de aço. Nesta linha de investigação, Chaminda et al. (2007) propôs diferentes abordagens para avaliar a vida remanescente de uma ponte de aço com detalhes rebitados, que inclui o método SN tradicional e um novo indicador sequencial de dano desenvolvido por Mesmacque et al. (2005) para o caso de carregamentos com amplitudes variáveis. A vida à fadiga foi prevista com base em um modelo global idealizado com elementos finitos de viga e validado por meio de medidas de campo. As abordagens foram propostas para considerar os efeitos primários e secundários do carregamento. Os modelos previram vidas entre 131 e 138 anos para um detalhe rebitado de uma das diagonais existente na treliça da ponte.

Lenader, Andersson e Karoumi (2010) analisaram o comportamento da ponte Söderström, localizada na Suécia. O estudo aplica o método convencional SN para prever a vida à fadiga de detalhes soldados das vigas transversais e longitudinais do estrado inferior. As conclusões do estudo mostraram previsões da vida à fadiga muito conservadoras, as quais não foram corroboradas durante a inspeção visual da ponte. Pipinato e Modena (2010) analisaram o comportamento estrutural da ponte Paderno na Itália por meio de um conjunto de procedimentos baseados na caracterização histórica da ponte, testes com materiais, modelagem numérica e análises de confiabilidade. A análise de fadiga foi realizada considerando vários cenários de tráfego e curvas SN de classes de detalhes. O estudo apontou uma vida remanescente de no mínimo 10 anos para a estrutura, baseado em avaliações da fadiga em detalhes rebitados da ponte. Os resultados das avaliações foram importantes para redução do custo das ações de reparo.

Chellini, Lippi e Salvatore (2012) apresentaram uma abordagem multidisciplinar, baseada em procedimentos analíticos e experimentais para avaliar o desempenho à fadiga em pontes ferroviárias mistas de aço-concreto. Neste trabalho, uma nova abordagem foi proposta e aplicada ao vaduto Sesia, localizado na Itália. O procedimento de análise utiliza curvas SN obtidas por meio de testes experimentais e os resultados do monitoramento estrutural de longo prazo para caracterizar o tráfego de trens de alta velocidade em tempo real.

Algumas pesquisas têm abordado o problema da fadiga em pontes de aço sob condições específicas de tráfego pesado. Keller, Brühwiler e Hirt (1995), por exemplo, estudaram o comportamento de uma ponte rebitada treliçada antiga considerando um cenário relativamente conservador, onde um determinado trem, com a maior carga/eixo experimentada na via, foi adotado como representativo do tráfego passado e futuro. Apesar das maiores gamas de tensões serem superiores ao limite de fadiga adotado para o detalhe, classificado com base na categoria "71" do EUROCODE 3, um nível de dano menosprezável foi determinado para vidas computadas até a data da avaliação.

Na mesma linha de pesquisa, Imam e Righiniotis (2010) avaliaram o comportamento à fadiga de uma típica ponte ferroviária rebitada usando um modelo de tráfego com trens de cargas gerais com carga/eixo de até 250 kN. Unsworth (2003) apresentou um panorama dos efeitos de trens com elevadas cargas/eixo sobre a vida à fadiga de pontes de aço da infraestrutura ferroviária norte americana e destaca a evolução do peso bruto dos veículos ferroviários de carga geral nas últimas décadas. Pipinato, Pellegrino e Modena (2012) apresentaram um método para avaliar pontes ferroviárias rebitadas de aço baseado em uma análise detalhada do histórico de carregamento com diversos tipos de trens padrões e trens reais de passageiros e cargas gerais em uma ferrovia com capacidade máxima de tráfego de até 235 trens/dia. Alguns códigos internacionais, como o BS 5400 (1980), EN1991-2 (2003) e UIC (1986), sugerem o uso de modelos de carregamento padrão para simulação do tráfego pesado. Entretanto, a aplicação destes modelos genéricos de carregamento nem sempre é possível devido às diferenças de características que podem existir em relação ao tráfego real. Neste sentido, a investigação da influência de diferentes tipos de cargas do tráfego sobre o comportamento à fadiga torna-se uma relevante questão durante a avaliação de uma ponte existente.

A revisão dos estudos descritos acima mostra que há uma tendência crescente em incorporar dados de monitoramento estrutural na avaliação da fadiga, seja para caracterizar diretamente as tensões nominais, ou para validar os modelos teóricos de comportamento estrutural. Neste

segundo caso, verifica-se também que as previsões de vida à fadiga são realizadas, em geral, com base em modelos numéricos simplificados, que representam a escala global da ponte. Esta prática de modelagem está alinhada com as exigências do método das tensões nominais, onde a vida à fadiga pode ser determinada sem a necessidade do conhecimento dos efeitos de concentração de tensões nas ligações. Também foi verificado que os procedimentos adotados para avaliação da fadiga são geralmente semelhantes, independente do tipo de ponte sob análise. Em todos os casos, a vida à fadiga estimada é considerada apenas como um indicativo, uma vez que os autores reconhecem o elevado nível de incerteza inerente aos métodos de avaliação. Também é consensual o uso da categoria "D" para classificação dos detalhes rebitados em análises baseadas no código AREMA, mas em alguns trabalhos a categoria "C" é também utilizada em situações onde o efeito benéfico do pré-esforço é considerado nos rebites, caso se encontrem devidamente apertados. Para avaliações baseadas no EUROCODE 3, a classe "71" é usada na maioria dos casos.

A utilização de um pequeno número de classes indicadas para representar toda a diversidade de detalhes rebitados existentes parece ser pouco razoável. Como visto, na maioria dos casos uma única categoria é adotada, independente do tipo de carregamento e da geometria da conexão. Não obstante, a utilização do limite inferior para ajustar a curva SN, em geral, conduz a resultados excessivamente conservadores. A fim de melhorar a consistência das previsões, alguns autores propõem uma subcategorização das curvas SN para detalhes rebitados. Taras e Greiner (2010), por exemplo, propuseram um catálogo para classificação de detalhes rebitados para membros de pontes com base em uma série de análises estatísticas compilando dados disponíveis na literatura para testes com ligações em larga escala. Um total de cinco subclasses são propostas e, em todos os casos, o expoente $m=5$ é proposto como alternativa ao valor $m=3$ adotado nas categorias "D" (AASHTO e AREMA) e "71" (EUROCODE 3). Os autores também sugerem uma correção no cálculo das gamas de tensões nominais para considerar os efeitos da tensão média, através de funções de normalização dependentes da razão de tensão R (TARAS; GREINER, 2009).

2.2 ABORDAGENS LOCAIS

Conforme descrito na seção 2.1, a avaliação da fadiga em ligações rebitadas de pontes de aço é usualmente realizada recorrendo-se ao método de classificação de detalhes estruturais que utiliza curvas SN baseadas no conceito de tensões nominais. Uma análise de fadiga por meio

desta metodologia requer somente a aplicação de uma lei de acúmulo de dano, o conhecimento do espectro de tensões nominais na seção líquida do membro estrutural e a escolha de uma curva SN que represente, o mais fiel quanto possível, as características do detalhe analisado. Assim, é assumido que todos os efeitos que ocorrem localmente a nível da ligação (por exemplo, efeitos devido à tensão média, corrosão, pré-esforço, interações entre os componentes, acabamento superficial, concentração de tensões no furo, etc.) já se encontram incluídos na curva SN daquela classe e não precisam ser determinados durante a avaliação, o que simplifica significativamente o procedimento. No entanto, há uma grande incerteza no processo de classificação que, além de não representar a grande diversidade de detalhes existentes, não reconhece os principais fenômenos que ocorrem localmente no ponto crítico, onde a trinca de fadiga se inicia e evolui. Em contrapartida, os métodos de análise local são genéricos, aplicáveis a qualquer tipo de estrutura e são concebidos para modelar fisicamente fases distintas do processo de falha, mas exigem uma análise de tensões muito mais sofisticada, além do conhecimento das propriedades de fadiga do material base e de quaisquer outros fatores que influenciem na resistência à fadiga do ponto crítico.

Os métodos locais são classicamente divididos em dois grupos, conforme o estágio do processo de falha que eles se propõem a modelar: *métodos para previsão da vida de iniciação da trinca* e *métodos para determinação da vida de propagação da trinca*. O primeiro grupo usa, em geral, correlações empíricas para estimar a vida à fadiga necessária à formação de uma pequena trinca, cuja existência é representada indiretamente por meio de um parâmetro de dano " D ", semelhantemente à abordagem SN baseada em tensões nominais. O segundo grupo reconhece explicitamente a trinca, principal agente causador da falha por fadiga. Neste caso, a Mecânica da Fratura é a principal abordagem a ser aplicada para estimar a vida durante o crescimento estável da trinca que se manifesta a partir de um comprimento inicial pré-estabelecido.

Os métodos que utilizam correlações empíricas baseadas em um parâmetro de dano para previsão da vida de iniciação de trinca são geralmente divididos em três categorias: *método SN*, *método ϵN* e *métodos baseados em energia* (AGHOURY, 2012). Somente as duas primeiras metodologias são abordadas neste trabalho. Já a fase de propagação pode ser usada com base nos métodos da Mecânica da Fratura Linear Elástica (MFLE) em conjunto com a modelagem por elementos finitos (MEF). A seguir, são descritos os principais aspectos de cada uma destas abordagens.

2.3 ABORDAGENS LOCAIS PARA DETERMINAÇÃO DA VIDA DE INICIAÇÃO DA TRINCA

A iniciação de uma trinca de fadiga em um metal é um fenômeno de natureza microestrutural relacionado à movimentação cíclica de dislocações, que representam defeitos ou irregularidades intrínsecas dentro da estrutura cristalina do material (REED-HILL; ABBASCHIAN, 1991). Sob carregamento variável, estas movimentações podem gerar bandas de deslizamento persistentes na superfície do metal e evoluir para formação de extrusões e intrusões, que correspondem ao mecanismo primário responsável pelo surgimento das microtrincas superficiais (SCHIJVE, 2009; STEPHENS et al., 2001). As microtrincas tendem a nuclear ao longo de uma direção paralela à máxima tensão de cisalhamento ($\tau_{\max}$), uma vez que a movimentação cíclica das dislocações é primariamente ativada pela energia de distorção que atua em planos preferenciais de deslizamento, onde a resistência a este movimento é minimizado. Após a formação da microtrinca, esta se transforma em macrotrinca e muda de direção para se propagar em um plano perpendicular à máxima tensão normal principal (σ_1), na tentativa de minimizar a perda de energia devido ao atrito entre suas faces (CASTRO; MEGGIOLARO, 2009). Este é o início da segunda fase, onde a macrotrinca tende a seguir um regime de propagação estável até a falha final.

Todo o processo descrito acima se inicia no ponto crítico do detalhe estrutural, onde se concentram as maiores tensões e deformações, e pode se manifestar mesmo que a amplitude de tensão local, σ_a , que atua neste ponto, seja pequena em relação ao escoamento macroscópico cíclico do material. Neste caso, pode-se dizer que as deformações irreversíveis necessárias para que o dano seja instalado ocorrem apenas na escala microestrutural, a nível dos grãos, de forma que o material pode ser assumido como elástico, homogêneo e isotrópico, quando analisado a partir de uma macroescala (ver Figura 2.10). Tal pressuposto é a essência do Método SN baseado em tensões elásticas locais, que correlaciona os valores de σ_a ao número de ciclos, N_f , suficientes para iniciar uma macrotrinca. É importante ressaltar que o conceito de macroescala é aqui apresentado como um volume suficientemente pequeno para que as tensões ou deformações locais possam ser determinadas precisamente, mas grande o suficiente para que a anisotropia da microestrutura não seja considerada. De acordo com Castro e Meggiolaro (2009), o menor volume a partir do qual o comportamento macroscópico pode ser admitido (volume característico - EV) varia geralmente de 10^{-1} mm^3 a 10^0 mm^3 em

metais, enquanto que a anisotropia microestrutural intrínseca varia em uma escala entre 10^1 μm e 10^2 μm .

Por outro lado, quando as máximas amplitudes de tensões locais são superiores ao escoamento macroscópico cíclico do material ($\sigma_a > \sigma_y^c$), deformações elasto-plásticas locais macroscópicas tendem a governar o processo de nucleação da trinca. A metodologia mais adequada para descrever a nucleação da trinca nestas condições é o Método ϵN , onde o dano à fadiga é determinado por meio de uma correlação entre as gamas de deformações elasto-plásticas, $\Delta\epsilon$, que ocorrem no ponto crítico, e o número de ciclos, N_f , necessário à formação da trinca. A Figura 2.10 mostra esquematicamente as diferentes condições onde os métodos SN e ϵN podem ser aplicados. Os principais fundamentos de cada uma destas metodologias são apresentados nas seções seguintes.

Figura 2.10 - Condições de aplicação dos métodos SN e ϵN destacando a escala do dano.

2.3.1 Modelo SN baseado em tensões elásticas locais

Diferentemente do Método SN baseado em tensões nominais, onde a resistência à fadiga é caracterizada ao nível do detalhe estrutural, as curvas SN no método local são relacionadas diretamente ao material. O processo de formação da trinca é controlado pelas gamas de tensões, $\Delta\sigma$, e tensões médias, σ_m , macroscopicamente elásticas, obtidas a partir de uma análise local das solicitações que atuam no ponto crítico. Esta abordagem é especialmente útil

para modelar problemas que envolvem a fadiga de alto ciclo (HCF), onde vidas longas são esperadas devido à existência de níveis de solicitação predominantemente elásticos.

O método se baseia no princípio da similaridade local (SCHIJVE, 2009), o qual assume que a resistência à fadiga do ponto crítico pode ser reproduzida a partir de ensaios com espécimes lisos, de mesmo material e condições superficiais, sujeitos à mesma história de carregamento. Para garantir essa similaridade é necessário que a resistência à fadiga do material seja obtida a partir de testes com espécimes de dimensões pequenas, de forma a minimizar a influência do "efeito de tamanho" (*size effect*) e garantir que o mesmo volume sob tensão no ponto crítico da estrutura real seja igualmente solicitado no espécime. A curva de *Basquin* (BASQUIN, 1910), expressa na eq.(2.7), pode ser usada para descrever a relação entre as amplitudes de tensões solicitantes, σ_a , e a vida à fadiga, N_f , obtida nos testes, a qual por similaridade corresponde ao número de ciclos necessários para formar uma trinca inicial na estrutura, com comprimento da mesma ordem de grandeza da seção transversal do espécime. Na eq.(2.7), A e b representam constantes do material.

$$\sigma_a = \frac{\Delta\sigma}{2} = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{2} = A \cdot (N_f)^b \quad (2.7)$$

As tensões σ_a referenciadas na curva de *Basquin* são amplitudes de tensões relacionadas a testes com espécimes lisos sob tensão média nula ($\sigma_m = 0$ ou $R = \sigma_{\min}/\sigma_{\max} = -1$), diferentemente das tensões tradicionalmente usadas nas curvas SN baseadas em classe de detalhes, que utilizam gamas ($\Delta\sigma$) e independem de σ_m . A partir destes testes é possível identificar a existência de um valor de σ_a abaixo do qual nenhum dano no material é esperado, uma vez que as microtrincas iniciadas não têm potencial para se propagarem e evoluírem para o segundo estágio da falha. Este limiar é uma característica do material e representa o limite de fadiga, S_f , também denominado de limite de endurecimento sob cargas totalmente alternadas. Uma experiência de vida finita é esperada para o espécime quando $\sigma_a > S_f$.

É importante destacar que a curva SN e o limiar S_f são medidos a partir de ensaios com espécimes lisos padronizados, onde a influência dos detalhes localizados, como acabamento superficial e gradientes de tensões, deve ser minimizada. Por este motivo, os espécimes geralmente utilizados nos ensaios SN, cujos resultados foram acumulados para construir as principais bases de dados encontradas na literatura, possuem seção circular com diâmetros entre 3 mm e 10 mm, acabamento superficial finamente polido, submetidos na maioria dos

casos à flexão rotativa e testados em condições ideais de temperatura e atmosfera (STEPHENS et al., 2001). Outros tipos comum de ensaio são aqueles realizados com cargas axiais puras e cargas de flexo-torção. A norma ASTM E 466-96 (2002) recomenda procedimentos para execução de ensaios com carga axial admitindo espécimes com diâmetros entre 5,08 mm e 25,4 mm e acabamento polido. Neste caso, para incluir tais resultados nas bases de dados, é necessário que uma correção seja aplicada nas propriedades de fadiga do material, na tentativa de considerar a diferença no carregamento aplicado.

Também é oportuno ressaltar como as propriedades de fadiga, durante a fase de iniciação da trinca, são mais influenciadas pelos detalhes locais quando as tensões são macroscopicamente elásticas. Nesta condição a fadiga é um fenômeno de superfície, cujo desdobramento ocorre numa escala microestrutural. Portanto, quaisquer defeitos dessa ordem de grandeza, como acabamento superficial, arranhões e inclusões, podem influenciar o processo de nucleação da trinca e quando se usa a similaridade local entre a estrutura real e o espécime, a curva SN deve ser necessariamente corrigida. No entanto, tal influência tende a se reduzir na medida em que as tensões locais aumentam. Quando o escoamento é macroscópico, a sensibilidade a estes fatores praticamente desaparece. Por este motivo, os critérios de correção da curva SN são concebidos essencialmente para corrigir os valores do limite de fadiga S_f , que convencionalmente são associados à vida de 10^6 ciclos. No método ϵN , é comum corrigir somente a curva das deformações elásticas, de forma que as deformações plásticas, associadas às vidas curtas, podem ser consideradas independentes de tais fatores.

2.3.1.1 Estimativa da resistência à fadiga do aço baseada em testes com espécimes lisos

O procedimento mais adequado para obter as propriedades de fadiga é desenvolver ensaios com um número representativo de espécimes lisos fabricados com o mesmo material da estrutura real e compará-los com as bases de dados encontradas na literatura para materiais com as mesmas características. No entanto, caso não seja possível a realização de uma campanha de caracterização experimental do material, algumas estimativas podem ser adotadas com base em propriedades mecânicas mais genéricas, a exemplo da resistência estática última, S_u , ou da dureza *Brinell*, HB (MEGGIOLARO; CASTRO, 2004; STEPHENS et al., 2001). A Figura 2.11 mostra a razão $\alpha = S_f / S_u$ entre o limite de fadiga e a resistência última do aço para espécimes SN polidos submetidos a carregamentos totalmente alternados ($\sigma_m = 0$, $R = -1$). O valor de $\alpha = 0.5$, que corresponde aproximadamente à mediana dos dados,

parece ser a uma alternativa razoável para representar esta relação para aços de baixa e médias resistências, como aqueles geralmente utilizados em estruturas civis, onde S_u é comumente inferior a 1400 MPa. Para valores de $S_u > 1400$ MPa é usual adotar $S_f = 700$ MPa. Na Figura 2.11 também é destacada a faixa de valores de S_u entre 400 MPa e 550 MPa, onde se encontram os aços estruturais ASTM A7 e A36 (GUSTAFSON, 2007), que representam os materiais utilizados nos estudos de caso abordados nesta tese.

Figura 2.11 - Relação entre o limite de fadiga e a resistência última do aço com base em testes SN com espécimes lisos sob tensão totalmente alternada (adaptado de SCHIJVE, 2009)

A razão $S_u / HB \approx 3.45$ (com HB em kg/mm^2 e S_u em MPa) é uma aproximação tradicionalmente usada para correlacionar a resistência última e a dureza *Brinell* para aços de baixa e média resistência. Castro e Meggiolaro (2009) testaram esta estimativa a partir de uma amostra com 2000 aços e concluíram que ela é muito razoável, com coeficiente de variação da ordem de 7%.

Considerando que S_f possa ser determinado a partir de alguns dos métodos acima descritos e que seu valor está associado à vida de 10^6 ciclos, a curva SN pode ser definida estimando apenas uma outra coordenada do espaço $\sigma_a \times N_f$. Um procedimento muito popular é usar a razão $\beta = S_a / S_u = 0.9$ em 10^3 ciclos para espécimes padronizados de aço (JUVINALL, 1967). No entanto, Meggiolaro e Castro (2004) concluíram que tal estimativa pode ser altamente não conservativa, ao analisarem uma base de dados com 724 aços considerados. Estes últimos autores propuseram a relação $\beta = S_a / S_u = 0.76$ em 10^3 ciclos, com base no método das medianas aplicado à parte elástica da curva ϵN . Devido às conclusões obtidas por Meggiolaro e Castro (2004), a relação $\beta = 0.76$ para 10^3 ciclos será adotada nos estudos apresentados

neste trabalho. Portanto, na ausência de dados experimentais e considerando que N_{fl} e $N_{f\beta}$ são as vidas à fadiga definidas em 10^6 e 10^3 ciclos, respectivamente, é razoável adotar as constantes expressas na eq.(2.8) para descrever a curva SN de espécimes lisos padronizados de aço com acabamento finamente polido sob tensões totalmente alternadas.

$$\begin{cases} b = \frac{\log(\alpha) - \log(\beta)}{\log(N_{fl}) - \log(N_{f\beta})} = -0.0606 \\ A = \frac{\alpha \cdot S_u}{(N_{fl})^b} = 1.1552 \cdot S_u \cong 3.985 \cdot HB \end{cases} \quad (2.8)$$

2.3.1.2 Estimativa da resistência à fadiga nos pontos críticos da estrutura

Os testes realizados com espécimes lisos padronizados são idealizados para que a curva SN resultante seja independente de alguns fatores que podem ter influência negativa na vida de iniciação da trinca de fadiga, como o acabamento superficial e os gradientes de tensões. É recomendado que os espécimes SN possuam superfície finamente polida, livre de entalhes e com dimensões reduzidas (ASTM E 466-96, 2002). A padronização objetiva reproduzir a resistência à fadiga do material, minimizando os efeitos que dependem das características do corpo testado. No entanto, a eliminação destes efeitos nas estruturas reais não é possível na prática e durante o processo de aplicação do princípio da similaridade local eles devem ser incorporados mediante um conjunto de correções das propriedades de fadiga medidas a partir de espécimes padronizados. Uma metodologia prática para obter a resistência à fadiga no ponto crítico da estrutura consiste na aplicação de coeficientes de penalização da resistência à fadiga do material (SHIGLEY; MISCHKE, 2001):

$$S_{fl}^* = k_{sf} \cdot k_{se} \cdot k_{le} \cdot k_t \cdot k_r \cdot S_{fl} \quad (2.9)$$

onde k_{sf} , k_{se} , k_{le} , k_t e k_r representam fatores semi-empíricos de correção da curva SN. Os fatores k_{sf} , k_{se} e k_{le} tentam quantificar as influências do acabamento superficial, do "efeito de tamanho" e a influência do tipo de carregamento, respectivamente. Já o fator k_t está relacionado à influência da temperatura de trabalho. O coeficiente k_r relaciona-se à incerteza devido à dispersão dos dados inerentes às variações estatísticas do processo de ajuste da curva

SN. A amplitude de tensão S_{fl}^* representa o limite de fadiga da estrutura avaliado no ponto crítico do componente sob análise.

As influências do acabamento superficial, das dimensões e tipos de carregamento tendem a ser maiores quando as tensões são macroscopicamente elásticas e praticamente desaparecem quando os níveis de tensões são suficientemente elevados para induzir plasticidade cíclica no material. Isso acontece porque, sob um nível elástico de tensões macroscópicas, o processo de nucleação da trinca é controlado por mecanismos muito localizados que se manifestam na escala microestrutural. Portanto, quaisquer detalhes que atuem nessa escala, como o acabamento superficial com rugosidades de amplitudes micrométricas e/ou grandes variações de tensões que ocorrem em distâncias da ordem de grandeza dos grãos, tendem a afetar mais significativamente o comportamento à fadiga quando comparado ao desempenho sob escoamento macroscópico, onde as deformações irreversíveis são ativadas primariamente pelo elevado nível de carregamento no ponto crítico sem que seja necessária a contribuição de mecanismos muito localizados. Tal pressuposto explica porque os métodos tradicionais de correção da curva SN consideram estas influências somente nas vidas longas, por intermédio de um ajuste do limite de fadiga em 10^6 ciclos. Por outro lado, as influências da temperatura de trabalho e da dispersão estatística dos dados, podem ser percebidas tanto em vidas curtas como longas, o que justifica a aplicação dos coeficientes k_t e k_r nessas duas regiões da curva SN. A Figura 2.12 ilustra o procedimento para correção da curva SN, baseadas nas considerações acima descritas.

Figura 2.12 - Procedimento de correção da curva de *Basquin* para transferir dados do material para estrutura

Os parâmetros corrigidos da curva SN, nomeadamente o expoente b^* e a interseção A^* , podem então ser calculados de acordo com a eq.(2.10).

$$\begin{cases} b^* = b + \left[\frac{\log(k_{sf} \cdot k_{se})}{\log(N_{fl}) - \log(N_{f\beta})} \right] \\ A^* = \frac{S_{fl}^*}{(N_{fl})^{b^*}} \end{cases} \quad (2.10)$$

2.3.1.2.1 Influência do acabamento superficial

Uma vez que a rugosidade superficial tem dimensão micrométrica, ela não pode ser quantificada durante a análise de tensões e sim como uma propriedade modificadora da curva de resistência à fadiga. O fator k_{sf} está relacionado à resistência última do aço e ao perfil de rugosidade, o qual é determinado pelo tipo de processamento superficial (SLOCUM, 1992). A Figura 2.13 mostra a variação do fator k_{sf} como função da gama média de rugosidade superficial e da resistência estática do aço.

Figura 2.13 - Fator de acabamento superficial em função da gama média de rugosidade e da resistência do aço (adaptado de SLOCUM, 1992)

A Tabela 2.2 apresenta valores típicos e menos frequentes da rugosidade superficial média para determinados tipos de processamento da superfície que podem ser usados em materiais de estruturas civis. É válido ressaltar que o polimento fino é o processo recomendado para os espécimes SN de acordo com a norma ASTM E 466-96 (2002) e corresponde ao valor de referência $k_{sf} = 1$. Já para os espécimes ϵN , a rugosidade deixa de ser um parâmetro

determinante e, por este motivo, a norma ASTM E 606 (2010) não exige um processamento superficial mais fino, recomendando apenas operações de usinagem para evitar distorções superficiais. Neste caso, deve-se adotar um coeficiente de correção $k_{sf} < 1$ para quantificar o efeito do acabamento superficial nos resultados dos testes ϵN , o que sugere uma inclinação da curva de Basquin diferente da usada no método SN.

Tabela 2.2 - Valores médios típicos para gama de rugosidade superficial para vários tipos de processamento das superfícies (adaptado de SLOCUM, 1992)

Processo	Gama média da rugosidade superficial (μm)											
	50	25	12.5	6.3	3.2	1.6	0.8	0.4	0.2	0.1	0.05	0.025
Corte por chama												
Corte por serra												
Aplainamento												
Furação												
Fresamento												
Alargamento												
Polimento												
Acabamento fino (<i>superfinishing</i>)												
Laminação a quente												
Forjamento												
Fundição em molde permanente												
Laminação a frio												

Aplicação menos frequente
 Aplicação típica

Os perfis de aços estruturais usados em estruturas civis são geralmente obtidos por laminação a quente e o fator de acabamento superficial para este tipo de processo pode ser obtido, de forma aproximada, por meio da eq.(2.11), conforme Shigley et. al (2006).

$$k_{sf} = 57.7 \cdot S_u^{-0.718} \quad (2.11)$$

2.3.1.2.2 Influência do tamanho e do tipo de carregamento

É bem conhecido na literatura que componentes estruturais com maiores dimensões possuem menores resistências à fadiga mesmo que os níveis de tensões máximas e fatores de concentração de tensões sejam idênticos. Convencionalmente, a influência do efeito de tamanho é quantificada por meio de um fator semi-empírico (SHIGLEY; MISCHKE, 2001), representado aqui por k_{se} (ver Figura 2.12 e eq.(2.9)), mas várias são as limitações para aplicação desta aproximação, entre elas a pouca flexibilidade para uso em análises de componentes com seções não circulares, o que dificulta a transferência de dados, por

similaridade, entre o espécime e a estrutura real. Além disso, também é conhecido que o tipo de carga (flexão rotativa, axial, torção) pode ter influência relevante, usualmente considerada por intermédio de um outro fator (k_{le}), associado às diferenças entre o carregamento da estrutura real e aquele utilizado nos testes de caracterização do material. No entanto, vários autores têm demonstrado que as influências do tamanho e do tipo de carregamento atuam de forma acoplada e concordam que a causa primária desses efeitos é o gradiente de tensões (FLACELIERE et al., 2004; PAPADOPOULOS; PANOSKALTSIS, 1996). Mischke (1987) apresenta um conjunto de curvas para determinar o fator de tamanho ao avaliar resultados de testes com espécimes de diferentes diâmetros submetidos à flexão rotativa ou torção, conforme as seguintes expressões:

$$k_{se} = \begin{cases} 1.24 \cdot d^{-0.107} & 2.79 \leq d \leq 51 \text{ mm} \\ 1.51 \cdot d^{-0.157} & 51 < d \leq 254 \text{ mm} \end{cases} \quad (2.12)$$

As estimativas do k_{se} para componentes com seções não-circulares e sob flexão alternada sem rotação não pode ser obtida diretamente por intermédio da eq.(2.12). Para contornar este problema, Kuguel (1962) propôs um método baseado em um diâmetro equivalente (d_{eq}), determinado ao igualar as áreas limitadas pelas tensões $\sigma_{\max}$ e $0.95 \cdot \sigma_{\max}$, que atuam no componente de seção qualquer e no espécime de seção circular sob flexão rotativa. Para um componente de seção retangular de dimensões $b \cdot h$, submetido à flexão não-rotativa, a área sob tensões acima de 95% da tensão máxima ($A_{0.95\sigma}$) corresponde a $0.05 \cdot b \cdot h$, e o diâmetro equivalente pode ser determinado por:

$$d_{eq} = 0.808 \cdot \sqrt{b \cdot h} \quad (2.13)$$

A eq.(2.13) pode ser usada em conjunto com a eq.(2.12) para determinação do fator de tamanho. Quando as cargas na seção transversal são predominantemente axiais, o fator $k_{se} = 1$ pode ser assumido. No entanto, sabe-se que as cargas puramente axiais tem maior impacto na resistência à fadiga quando comparado ao efeito gerado por cargas de flexão. Por este motivo, o fator de carga k_{le} é proposto de forma complementar ao fator k_{se} , conforme resumido na Tabela 2.3, baseada em Budynas e Nisbett (2006).

Tabela 2.3 - Fatores de tamanho e de carga para estimativa da resistência à fadiga

Tipo de carregamento	k_{se}	k_{te}
Axial	1.00	0.85
Flexão rotativa	$\leq 1.00^*$	1.00
Torção pura	$\leq 1.00^*$	0.59
Torção combinada com flexão ou flexão alternada não-rotativa	$\leq 1.00^*$	1.00

* determinado com base na eq.(2.12)

2.3.1.2.3 Influência da temperatura operacional e do fator estatístico

O efeito da temperatura na resistência à fadiga pode ser relevante apenas quando existem diferenças muito acentuadas entre a temperatura operacional do componente estrutural e a do ambiente em condições normais. Isso porque propriedades como a tenacidade e a tensão de escoamento do aço reduzem consideravelmente na presença de baixas e elevadas temperaturas, respectivamente (SHIGLEY et. al, 2006). O uso do fator de temperatura $k_t = 1$ é justificável para a maioria das situações práticas encontradas em estruturas civis, uma vez que as temperaturas de trabalho são, em geral, inferiores a 100 °C.

Um outro fator que pode ter impacto nas propriedades da curva SN adotadas para a análise é a dispersão dos dados relativos aos testes de fadiga. A maioria dos resultados reportados para o limite de fadiga do material são baseados em valores médios, tomados como referência para estimativa do fator estatístico igual à unidade ($k_r = 1$). No entanto, a curva SN pode ser obtida para outros níveis de confiabilidade, de forma a associá-la a diferentes probabilidade de falhas, calculadas com base em análises estatísticas dos resultados documentados nas principais bases de dados. É válido ressaltar que a dispersão dos dados é bem mais percebida nos testes SN em comparação aos testes ϵN , pois a iniciação de trincas sob tensões macroscopicamente elásticas depende muito mais da distribuição aleatória dos detalhes localizados e da geometria (MEGGIOLARO; CASTRO, 2004). Shigley et. al (2006) cita valores de k_r usuais em projeto de componentes mecânicos, cujas estatísticas foram obtidas a partir de testes com espécimes SN padronizados. Para uma probabilidade de falha de 5%, percentual que define aproximadamente as curvas de projeto recomendadas nos principais códigos, o valor de k_r reportado pelos autores é de aproximadamente 0.87.

2.3.1.2.4 Influência da tensão média (σ_m)

Uma vez que a curva SN com parâmetros expressos na eq.(2.8) é obtida a partir de resultados de testes com tensões totalmente alternadas, ela não consegue capturar o efeito da tensão média na resistência à fadiga. Quando $\sigma_m > 0$, as tensões máximas, $\sigma_{\max}$, tendem a ser maiores se comparadas às do teste com $\sigma_m = 0$, sob mesma gama $\Delta\sigma$, o que resulta em uma redução da resistência à fadiga como consequência do aumento da carga de tração responsável pela abertura da trinca. No caso oposto, quando $\sigma_m < 0$, o efeito tende a ser benéfico e a resistência à fadiga tende a ser maior, se comparada à do teste com média nula, pois uma parte de $\Delta\sigma$ atua para que a trinca seja parcialmente fechada. O uso de diagramas de vidas constantes é um dos procedimentos mais utilizados para considerar esta influência (SENDECKYJ, 2001) e consiste em propor curvas definidas no espaço $\sigma_m \times \sigma_a$, onde todos os pontos possuem a mesma vida à fadiga. Consequentemente, o método pode ser utilizado para transformar um ponto qualquer com coordenadas $(\sigma_m \neq 0, \sigma_a)$ em um ponto com coordenadas $(\sigma_m = 0, \sigma_{a,0})$ que reproduza exatamente o mesmo dano. Em outras palavras, pode-se determinar um valor de amplitude de tensão equivalente ($\sigma_{a,0}$), que utilizado na curva SN relacionada a tensões totalmente alternadas, reproduza o mesmo efeito de uma combinação qualquer de σ_m e σ_a . Duas das curvas mais empregadas na prática para viabilizar esta transformação são as relações universais de *Goodman* e *Gerber*, expressas na seguinte equação:

$$\sigma_{a,0} = \frac{\sigma_a}{1 - \text{sign}(\sigma_m) \cdot \left(\frac{|\sigma_m|}{S_u} \right)^r} \text{ com } \begin{cases} r = 1 \rightarrow \text{Goodman} \\ r = 2 \rightarrow \text{Gerber} \end{cases} \quad (2.14)$$

onde $\text{sign}(\sigma_m)$ representa o sinal da tensão média. Para tensões médias compressivas $\text{sign}(\sigma_m)$ é negativo. A eq.(2.14) foi proposta com base em testes com diferentes tensões médias. A relação linear de *Goodman* tende a apresentar resultados mais conservadores comparados aos obtidos com a parábola de *Gerber* e, por este motivo, é mais frequentemente utilizada nas análises de fadiga em vidas longas.

2.3.1.2.5 Sensibilidade ao entalhe e o efeito dos gradientes de tensões

Em geral, a influência do entalhe é quantificada através do fator de concentração de tensões à fadiga, K_f (NEUBER, 1961a; PETERSON, 1974; RICE, 1997), que na prática tende a ser menor que o fator elástico de concentração de tensões $K_t = \sigma/\sigma_n$, onde σ é a tensão local e σ_n é a tensão nominal na seção líquida. A função do parâmetro K_f é reduzir mais severamente as tensões locais para os casos onde os gradientes de tensões são elevados. A redução das tensões locais no ponto crítico, por meio de K_f , tende a ser pouco significativa quando os gradientes de tensão são pequenos. O uso de K_f considera indiretamente a diferença nas distribuições volumétricas de tensões ao redor do ponto crítico e explica porque dois componentes estruturais que diferem apenas no tamanho tendem a apresentar diferentes comportamentos à fadiga, mesmo que o acabamento superficial, as tensões máximas e os fatores de concentração de tensões sejam idênticos. De fato, gradientes muito elevados são menos efetivos em fadiga, pois obrigam que a trinca nucleada no ponto crítico entre em uma região de baixa tensão num comprimento muito curto, o que pode interromper sua propagação ou reduzir a taxa de crescimento.

Fisicamente, K_f indica que as tensões locais responsáveis pela formação da trinca não são as tensões máximas, mas uma tensão média que atua em um volume finito do material ao redor do ponto crítico (TAYLOR, 2007). Como o ponto crítico em geral está localizado na superfície de um entalhe, as tensões locais que deveriam ser consideradas durante análise não são as máximas tensões superficiais e sim uma tensão menor, localizada a uma certa distância abaixo da superfície, tomada a partir da raiz do entalhe. A tensão local calculada nesta distância tende para tensão superficial quando os gradientes são suaves ($K_f \approx K_t$), mas pode ser consideravelmente menor quando os gradientes são muito severos ($K_f \ll K_t$).

É um procedimento comum estimar K_f partindo de uma medida indireta que considera o gradiente de tensões no ponto crítico por meio de um fator de sensibilidade ao entalhe q (onde $0 \leq q \leq 1$), conforme eq.(2.15):

$$K_f = 1 + q \cdot (K_t - 1) \quad (2.15)$$

O valor de q tende para 1 quando os entalhes são arredondados e seus raios são grandes em relação as dimensões intrínsecas do material. Peterson (1974) propôs a seguinte relação para determinação de q , baseada em testes com espécimes de aço sob tensão média nula:

$$q = \frac{1}{\left(1 + \frac{a^*}{r}\right)} \quad (2.16)$$

onde,

r é o raio do entalhe em mm;

$a^* = 0.185 \cdot \left(\frac{700}{S_u}\right)$, em mm, para aços com $S_u < 700$ MPa, o que corresponde à maioria dos

aços estruturais usados em construções de pontes e edifícios.

Deve-se ressaltar que a influência do gradiente na formação de trincas curtas na raiz de entalhes é um fenômeno complexo, dependente de inúmeras outras variáveis não consideradas na determinação de q e K_f . Abordagens modernas, baseadas nos conceitos da Mecânica da Fratura, tem sido recentemente propostas para modelagem do problema, a exemplo da Teoria das Distâncias Críticas (SUSMEL; TAYLOR, 2011; TAYLOR, 2007). No entanto, a aplicação deste tipo de metodologia não faz parte do escopo desta tese.

2.3.2 Modelo ϵN baseado em deformações elasto-plásticas locais

As estruturas civis são geralmente submetidas a carregamentos em serviço que conduzem a tensões globais predominantemente elásticas. No entanto, é provável que determinadas regiões onde as falhas por fadiga se iniciam apresentem alguma plasticidade macroscópica local. De fato, o processo de fadiga se manifesta a partir de descontinuidades locais onde as tensões se concentram. Quando as amplitudes de tensões no ponto crítico superam o escoamento cíclico do material, a nucleação da trinca passa a ser governada pelas deformações plásticas ali existentes. Neste caso, pode-se dizer que o material encontra-se sob controle de deformações, uma vez que a zona plástica na região do ponto crítico é altamente restringida pelo material elástico que a circunda (STEPHENS et al., 2001). Se a componente plástica da deformação é responsável pelo mecanismo primário da falha, o método SN baseado em tensões elásticas locais não pode ser aplicado com sucesso, e o método ϵN passa a ser a melhor abordagem para modelagem do processo de iniciação da trinca.

Na literatura, há um número limitado de investigações sobre o comportamento de pontes metálicas por meio do método ϵN (GE; KANG; TSUMURA, 2013; SAKANO; WAHAB, 2001). A ausência de pesquisas neste campo está relacionada ao fato das pontes serem estruturas geralmente submetidas ao regime HCF, onde a plasticidade macroscópica local é

inexistente ou pouco expressiva. Nestas condições, os métodos SN e ϵ N tendem a apresentar resultados muito próximos se adequadamente empregados. Alguns autores têm mostrado a aplicabilidade do método ϵ N usando procedimentos determinísticos e probabilísticos para o estudo de ligações rebitadas em pequena escala, com material retirado de pontes metálicas antigas (DE JESUS; DA SILVA; CORREIA, 2014; DE JESUS et al., 2010). Nestes trabalhos, uma abordagem unificada que incorpora modelos baseados na Mecânica da Fratura Linear Elástica para estimativa da vida de propagação da trinca é proposta, e previsões compatíveis com resultados experimentais são obtidas.

Para que a abordagem ϵ N seja aplicada, é necessário determinar inicialmente as histórias tensões, σ , e deformações elasto-plásticas locais, ϵ , para em seguida usar curvas de resistência que correlacionam as gamas de deformações, $\Delta\epsilon$, ao número de ciclos até a falha, N_f . A aplicação do método a estruturas complexas é realizada de forma semelhante à abordagem SN, pelo uso do princípio da similaridade local. Neste caso, admite-se a vida à fadiga necessária para formar uma trinca no ponto crítico da estrutura pode ser determinada conhecendo-se as propriedades do material obtidas com base em testes uniaxiais de espécimes lisos de pequenas dimensões sob deformação controlada. É assumido que o material no pequeno volume em torno do ponto crítico está submetido ao mesmo regime de comportamento experimentado no teste. Uma vez que as deformações locais são elasto-plásticas, o efeito de "memória" devido à sequência do carregamento deve ser considerado (DRAPER, 2008).

A resposta do material sob carregamento cíclico é dependente da deformação. Dessa forma, a relação $\sigma \times \epsilon$ pode ser alterada ao longo da aplicação do carregamento, podendo haver endurecimento ou amolecimento cíclicos (HERTZBERG; VINCI; HERTZBERG, 2012). Em geral, este comportamento é transiente e estabiliza gradualmente após a aplicação de um determinado número de ciclos. Durante os testes de caracterização das propriedades de fadiga material, a relação $\sigma \times \epsilon$ cíclica pode ser determinada a partir da resposta estabilizada, em termos de laços de histerese, obtida em diferentes gamas de deformações controladas, $\Delta\epsilon$, sob as quais os espécimes são submetidos, conforme mostrado na Figura 2.14. A relação de *Ramberg-Osgood* (RAMBERG; OSGOOD, 1943), expressa na eq.(2.17), ainda é um dos modelos mais usados na prática para descrever o comportamento $\sigma \times \epsilon$ cíclico do material com base nos resultados de testes axiais sob deformação controlada.

$$\varepsilon = \underbrace{\frac{\sigma}{E}}_{\text{elástico}} + \underbrace{\left(\frac{\sigma}{K'}\right)^{\frac{1}{n'}}}_{\text{plástico}} \quad (2.17)$$

Na eq.(2.17) E representa o módulo de elasticidade do material, K' e n' representam o coeficiente de resistência e endurecimento cíclicos, respectivamente, determinados pelo ajuste de curvas aos dados dos testes com espécimes sob deformação controlada. Pode-se verificar que a relação considera duas parcelas, uma associada ao efeito elástico e outra relacionada ao efeito plástico do carregamento.

Figura 2.14 - Laços de histerese estabilizados e relação $\sigma \times \varepsilon$ cíclica para um material com endurecimento

A curva $\Delta\sigma \times \Delta\varepsilon$ que descreve cada laço de histerese estabilizado pode ser obtida generalizando a relação de *Ramberg-Osgood*, considerando que $\varepsilon = \varepsilon_a = \Delta\varepsilon/2$ e $\sigma = \sigma_a = \Delta\sigma/2$, onde ε_a e σ_a são, respectivamente, as amplitudes de deformações e tensões:

$$\frac{\Delta\varepsilon}{2} = \underbrace{\frac{\Delta\sigma}{2 \cdot E}}_{\text{elástico}} + \underbrace{\left(\frac{\Delta\sigma}{2 \cdot K'}\right)^{\frac{1}{n'}}}_{\text{plástico}} \quad (2.18)$$

Conhecidas as gamas de deformações elasto-plásticas no ponto crítico, a vida à fadiga pode ser prevista com base em modelos que as correlacionam com o número de reversões, $2N_f$, necessários para formação de uma pequena trinca macroscópica. Manson (1953) e Coffin (1954) foram os primeiros a propor uma relação entre o número de ciclos e a amplitude de deformação da parte plástica do carregamento que, em conjunto com uma forma modificada

do modelo de *Basquin* para descrever o efeito elástico da ação, resulta na conhecida relação de *Basquin-Coffin-Manson*:

$$\frac{\Delta \varepsilon}{2} = \underbrace{\frac{\sigma_f'}{E} \cdot (2 \cdot N_f)^b}_{\text{Basquin}} + \underbrace{\varepsilon_f' \cdot (2 \cdot N_f)^c}_{\text{Coffin-Manson}} \quad (2.19)$$

onde σ_f' e b representam, respectivamente, o coeficiente e o expoente de resistência à fadiga; ε_f' e c simbolizam o coeficiente e o expoente de ductilidade. Para determinar estas quatro constantes é necessário realizar um conjunto de testes com espécimes lisos sob deformações controladas totalmente alternadas ($R = -1$), como mostrado na Figura 2.15.

Figura 2.15 - Relação de *Basquin-Coffin-Manson* de acordo com a eq.(2.19).

2.3.2.1 Influência da tensão média

A eq.(2.19) considera que o mecanismo primário da falha por fadiga é a gama de deformações elasto-plásticas macroscópicas no ponto crítico, porém não reconhece o efeito da tensão média local que solicita a trinca. Alguns dos modelos clássicos mais utilizados para considerar a influência da tensão média foram propostos por Morrow (1968) e Smith, Watson e Topper (1970) e são expressos nas eq.(2.20) e (2.21), respectivamente:

$$\frac{\Delta \varepsilon}{2} = \frac{\sigma_f' - \sigma_m}{E} \cdot (2 \cdot N_f)^b + \varepsilon_f' \cdot (2 \cdot N_f)^c \quad (2.20)$$

$$\frac{\Delta \varepsilon}{2} \cdot \sigma_{\max} = \frac{(\sigma'_f)^2}{E} \cdot (2 \cdot N_f)^{2b} + \varepsilon'_f \cdot \sigma'_f \cdot (2 \cdot N_f)^{b+c} \quad (2.21)$$

onde σ_m e $\sigma_{\max}$ representam, a tensão média e a tensão máxima, respectivamente. Pode-se verificar, por meio da equação de *Morrow*, que o efeito da tensão média é considerado apenas na componente elástica da relação $\Delta \varepsilon \times N_f$. Segundo o autor, a razão para este comportamento está relacionada à relaxação total ou parcial da tensão média quando o material é submetido a altas deformações plásticas, características do regime LCF. Dessa forma, é válido admitir que esta influência é significativa apenas no regime HCF, onde a componente elástica é predominante.

2.3.2.2 Correção da resistência à fadiga no método εN

Conforme abordado na seção 2.3.1.2, o processo de fadiga sob condições de escoamento macroscópico é pouco sensível aos efeitos do acabamento superficial, gradientes de tensões e tipo de carregamento. No entanto, tais efeitos podem ter influência significativa quando as deformações no ponto crítico são predominantemente elásticas. Dessa forma, um procedimento razoável para corrigir a resistência à fadiga no ponto crítico da estrutura consiste em introduzir fatores de correção apenas na componente elástica da relação de *Basquin-Coffin-Manson* (Figura 2.16), semelhantemente ao procedimento descrito no método SN local.

Figura 2.16 - Correção da curva de *Basquin-Coffin-Manson* para transferir dados do material para estrutura.

O expoente corrigido, b^* , e a interseção com o eixo de $\Delta\epsilon/2$ podem ser determinados em função dos fatores k_{sf} , k_{se} , k_{le} , k_t e k_r , de acordo com a eq.(2.10), já apresentada na seção 2.3.1.2.

2.3.2.3 Análise elasto-plástica local

Por questões de custo computacional, uma análise não-linear física que considere a plasticidade cíclica do material para determinação das histórias de tensões e deformações locais nem sempre é possível, principalmente em problemas de grandes dimensões, onde há uma elevada quantidade de ciclos e níveis distintos de carregamento. Uma alternativa para contornar este problema consiste em determinar os campos de tensões e deformações no ponto crítico por meio de uma análise elástica e em seguida aplicar uma correção para transformar estas quantidades, de modo a considerar a componente plástica da ação. A regra proposta por Neuber (1961b) é um dos métodos mais conhecidos e consiste em determinar as deformações e tensões elasto-plásticas admitindo que a densidade de energia de deformação total é a mesma da solução elástica da estrutura. Para o caso uniaxial, a regra de *Neuber* pode ser expressa por uma relação hiperbólica, conforme a eq.(2.22):

$$\sigma \cdot \epsilon = \sigma_{el} \cdot \epsilon_{el} \quad (2.22)$$

onde σ e ϵ representam as tensões e deformações elasto-plásticas, obtidas com base nas tensões e deformações elásticas (σ_{el} e ϵ_{el}) determinadas no ponto crítico da estrutura.

As quantidades σ e ϵ podem ser determinadas pelo sistema formado pela regra de *Neuber* e pela relação de *Ramberg-Osgood* (eq.(2.17)):

$$\begin{cases} \epsilon = \frac{\sigma_{el}^2}{E \cdot \sigma} \\ \epsilon = \frac{\sigma}{E} + \left(\frac{\sigma}{K'} \right)^{\frac{1}{n'}} \end{cases} \quad (2.23)$$

Para descrever cada laço de histerese, o sistema da eq.(2.23) pode ser reescrito da seguinte forma:

$$\begin{cases} \Delta \varepsilon = \frac{\Delta \sigma_{el}^2}{E \cdot \Delta \sigma} \\ \frac{\Delta \varepsilon}{2} = \frac{\Delta \sigma}{2 \cdot E} + \left(\frac{\Delta \sigma}{2 \cdot K'} \right)^{\frac{1}{n'}} \end{cases} \quad (2.24)$$

Para o caso de carregamentos complexos variáveis no tempo, as soluções da eq.(2.23) e (2.24) permitem construir a história das solicitações considerando o efeito de sequência, que preserva a ordem dos eventos elasto-plásticos. No entanto, vários cuidados devem ser tomados para determinar precisamente qual curva aplicar em cada evento elasto-plástico, conforme descrito detalhadamente no Capítulo 4, que trata das implementações deste método no âmbito desta tese. Durante a determinação das histórias de σ e ε , o método de *Rainflow* pode ser aplicado para contagem dos ciclos de deformações. A vida de iniciação da trinca de fadiga pode ser prevista solucionando-se as equações de *Basquin-Coffin-Manson*, *Morrow* ou *Smith-Watson-Topper* para cada gama $\Delta \varepsilon$ existente no espectro de deformações e aplicando-se em seguida a regra de *Palmgren-Miner* para acumulação do dano.

A principal limitação da regra de *Neuber* é que este método foi desenvolvido para o estado uniaxial de tensões. Generalizações desta regra para o caso multiaxial são discutidas em Moftakhar, Buczynski e Glinka (1995), Reinhardt, Moftakhar e Glinka (1997), Ince e Glinka (2013) e Jianhui et al. (2014). Comparações com resultados de análises elasto-plásticas em elementos finitos mostram que a regra de *Neuber* fornece um limite superior da curva $\sigma \times \varepsilon$ com valores próximos às deformações e tensões reais.

2.3.3 Carregamentos multiaxiais

Em uma estrutura real, o estado de tensão no ponto crítico de um entalhe é geralmente multiaxial mesmo que o carregamento nominal seja predominantemente uniaxial. Isso ocorre principalmente em peças espessas, onde tensões transversais surgem na direção da espessura em virtude das restrições geradas no campo de deformações. Em ligações rebitadas, o estado multiaxial de tensão é esperado devido ao efeito conjunto do entalhe e da interação com o conector, que exerce pressão normal e tensões de fricção na borda do furo e também impõe tensões compressivas na direção da espessura devido à ação do pré-esforço. No entanto, os modelos SN e ε N anteriormente apresentados são adequados apenas para descrever o estado uniaxial de tensões e, dessa forma, não podem ser diretamente aplicáveis.

Há vários modelos disponíveis na literatura que tratam do problema da fadiga sob estados multiaxiais de tensões e deformações. Os métodos mais aceitos são baseados na determinação de um plano específico onde o estado de tensões e deformações é tal que o dano à fadiga é maximizado (BROWN; MILLER, 1973; FATEMI; SOCIE, 1988; SOCIE, 1993). A maioria destes métodos foram desenvolvidos para os casos que envolvem carregamentos não-proporcionais. Neste tipo de carregamento, as componentes dos tensores de deformações e tensões variam independentemente, de forma que as direções das tensões principais mudam no tempo, dificultando a previsão do plano onde a trinca irá nuclear. No entanto, a maioria das situações encontradas em pontes são caracterizadas por carregamentos proporcionais, onde a orientação dos eixos principais se mantém fixa ao longo do tempo, uma vez que todas as componentes do tensor de tensões estão em fase e são geradas por uma única fonte de solicitação (por exemplo, a passagem de um trem em uma ponte ferroviária).

Quando o carregamento gera histórias proporcionais, o plano onde a trinca nucleará não rotaciona ao longo do tempo, simplificando o processo de cálculo. Neste caso, é possível encontrar parâmetros equivalentes, em termos de tensões e deformações, que atuam na direção crítica e usar as propriedades resistentes uniaxiais para determinação da vida de iniciação da trinca. Um método prático consiste em aplicar critérios de falha baseados nas tensões e deformações equivalentes de *von Mises* ou *Tresca* e utilizá-los em conjunto com os modelos uniaxiais SN e ϵ N para prever o dano (STEPHENS et al., 2001). No entanto, embora a fase de iniciação da microtrinca seja governada por tensões de cisalhamento relacionadas ao movimento de dislocações no metal, o que justifica o uso de *von Mises* ou *Tresca*, ela também envolve uma fase de propagação que é sensível às tensões médias (MEGGIOLARO; CASTRO; OLIVEIRA, 2009). Dessa maneira, os critérios de falhas mais precisos devem incluir esses dois mecanismos de falha. Como *von Mises* e *Tresca* não reconhecem o efeito da tensão média no plano onde atuam, é necessário adaptar estas metodologias. A seção a seguir descreve brevemente alguns dos critérios multiaxiais usados tanto no método SN quanto ϵ N para situações que envolvem carregamentos proporcionais.

2.3.3.1 Modelos SN multiaxiais

Uma abordagem prática para prever a iniciação de trincas em regime HCF é baseada no Método da Tensão Equivalente, o qual consiste em reduzir o estado multiaxial no ponto crítico a um estado equivalente de tensões uniaxiais. Os métodos mais utilizados baseados

neste conceito são os critérios da Máxima Tensão Principal (*MTP*), das Tensões Octaédricas (*von Mises*) e da Máxima Tensão de Cisalhamento (*Tresca*), cujas gamas de tensões, $\Delta\sigma_{eq}$, se encontram expressas nas eq.(2.25):

$$\Delta\sigma_{eq} = 2 \cdot \sigma_{a,eq} = \begin{cases} \Delta\sigma_1 & (MTP) \\ \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)^2 + (\Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3)^2 + (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)^2} & (von Mises) \\ \Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3 & (Tresca) \end{cases} \quad (2.25)$$

onde $\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_2$ e $\Delta\sigma_3$ representam as gamas elásticas das tensões principais para um ciclo (ou meio-ciclo) do carregamento, tal que $|\Delta\sigma_1| \geq |\Delta\sigma_2| \geq |\Delta\sigma_3|$. Verifica-se que os três critérios apresentados na eq.(2.25) são insensíveis ao efeito da tensão média do ciclo, σ_m , que pode estar presente no plano onde as tensões equivalentes são calculadas. A fim de incluir este efeito, uma tensão média equivalente pode ser estimada da seguinte forma:

$$\sigma_{m,eq} = \sigma_{m1} + \sigma_{m2} + \sigma_{m3} \quad (2.26)$$

onde σ_{m1} , σ_{m2} e σ_{m3} são as tensões médias principais determinadas durante o ciclo. O número de ciclos até a falha, N_f , pode ser determinado usando os modelos de *Goodman* ou *Gerber* (eq.(2.14)) em conjunto com a relação de *Basquin* para o método SN (eq.(2.7)) com parâmetros corrigidos (A^* e b^*), o que resulta em:

$$\begin{cases} \sigma_{a,0} = \frac{\sigma_{a,eq}}{1 - \text{sign}(\sigma_{m,eq}) \cdot \left(\frac{|\sigma_{m,eq}|}{S_u} \right)^r} \\ \sigma_{a,0} = A^* \cdot (N_f)^{b^*} \end{cases} \quad (2.27)$$

Outro critério utilizado para modelagem de problemas que envolvem histórias de tensões multiaxiais proporcionais foi proposto por Sines (1959). Este modelo assume que o dano necessário para iniciar a trinca de fadiga é causado pela ação conjunta das tensões octaédricas de cisalhamento e das componentes hidrostáticas das tensões médias. *Sines* propôs sua teoria ao observar experimentalmente que a vida à fadiga é fortemente influenciada pelas cargas

médias normais, mas não é afetada pelas cargas médias de cisalhamento quando estas são inferiores à resistência ao escoamento do material. Dessa forma, o critério de falha pode ser dividido em duas parcelas, uma que inclui somente as gamas de tensões de cisalhamento e outra que considera apenas o efeito das tensões médias normais, conforme eq.(2.28):

$$\sqrt{J_{a,2}} + C_1 \cdot \sigma_{m,H} = C_2 \quad (2.28)$$

onde $J_{a,2} = \left[(\sigma_{a1} - \sigma_{a2})^2 + (\sigma_{a2} - \sigma_{a3})^2 + (\sigma_{a1} - \sigma_{a3})^2 \right] / 6$ é o segundo invariante do tensor de tensões desviadoras, expresso em termos das amplitudes de tensões principais $\sigma_{ai} = \Delta\sigma_{ai} / 2$, com $i = 1, 2, 3$; $\sigma_{m,H} = (\sigma_{m1} + \sigma_{m2} + \sigma_{m3}) / 3$ é a tensão hidrostática média; C_1 e C_2 são constantes do material. Para aplicações numéricas, é conveniente expressar o critério de Sines em termos das amplitudes das tensões octaédricas de cisalhamento, $\tau_{a,eq} = \Delta\tau_{eq} / 2 = \sqrt{2 \cdot J_{a2} / 3}$, conforme a seguinte equação:

$$\tau_{a,eq} + \alpha_s \cdot 3 \cdot \sigma_{m,H} = \beta_s \quad (2.29)$$

sendo α_s e β_s constantes do material, as quais podem ser determinadas por meio de testes uniaxiais onde pelo menos dois limites de fadiga independentes são conhecidos. Para o caso de um teste sob carga reversa ($R = -1$) e outro sob carga pulsante ($R = 0$), os parâmetros α_s e β_s podem ser estimados de acordo com a Tabela 2.4.

Tabela 2.4 - Determinação dos parâmetros α_s e β_s por meio de testes uniaxiais.

Teste	R	σ_m	$\sigma_{a,eq} = \sigma_{a1}$	$\tau_{a,eq}$	$\sigma_{m,H}$	α_s	β_s
Carga reversa	-1	0	S_{fl}	$\frac{\sqrt{2}}{3} \cdot S_{fl}$	0	$\frac{\sqrt{2}}{3} \cdot \left(\frac{S_{fl}}{S_{fl,0}} - 1 \right)$	$\frac{\sqrt{2}}{3} \cdot S_{fl}$
Carga pulsante	0	$S_{fl,0}$	$S_{fl,0}$	$\frac{\sqrt{2}}{3} \cdot S_{fl,0}$	$\frac{S_{fl,0}}{3}$		

$\sigma_{a2} = \sigma_{a3} = 0$;

S_{fl} e $S_{fl,0}$ são os limites de fadiga para $R = -1$ e $R = 0$.

Na ausência de dados experimentais e considerando que o material obedece a regra de *Goodman*, o limite de fadiga sob carga pulsante, $S_{fl,0}$, pode ser estimado a partir do limite de fadiga sob carga reversa, S_{fl} , resultando em $\alpha_s = \frac{\sqrt{2}}{3} \cdot \frac{S_{fl}}{S_u}$.

Quando $\tau_{a,eq} + \alpha_s \cdot 3 \cdot \sigma_{m,H} \geq \beta_s$, uma experiência de vida à fadiga finita é esperada no ponto crítico. Neste caso, o número de ciclos até a falha pode ser determinado solucionando a eq.(2.30), que combina o modelo de *Sines* à curva SN de *Basquin* com parâmetros corrigidos.

$$\begin{cases} \sigma_{a,0} = \frac{3}{\sqrt{2}} \cdot (\tau_{a,eq} + \alpha_s \cdot 3 \cdot \sigma_{m,H}) \\ \sigma_{a,0} = A^* \cdot (N_f)^{\frac{1}{b^*}} \end{cases} \quad (2.30)$$

2.3.3.2 Modelos ϵN multiaxiais

A aplicação de modelos multiaxiais ao método ϵN requer a realização de uma análise elasto-plástica também multiaxial, uma vez que a regra de *Neuber* e a relação de *Ramberg-Osgood*, descritas na seção 2.3.2.3, foram originalmente propostas com base em testes uniaxiais. Apesar da complexidade deste tipo de análise, algumas simplificações podem ser assumidas, especialmente quando as deformações plásticas envolvidas são pequenas e a história do carregamento é proporcional. O método das razões constantes (SOCIE; MARQUIS, 1999), por exemplo, assume que as razões biaxiais entre as tensões principais elásticas ($\lambda_{2,el} = \sigma_{2,el} / \sigma_{1,el}$, $\lambda_{3,el} = \sigma_{3,el} / \sigma_{1,el}$) e entre as deformações principais elásticas ($\phi_{2,el} = \varepsilon_{2,el} / \varepsilon_{1,el}$ e $\phi_{3,el} = \varepsilon_{3,el} / \varepsilon_{1,el}$), permanecem constantes mesmo após o escoamento, permitindo que a análise elasto-plástica local seja realizada com base em tensões e deformações equivalentes. Dessa maneira, as tensões e deformações elásticas equivalentes, $\sigma_{eq,el}$ e $\varepsilon_{eq,el}$, podem ser determinadas e em seguida utilizadas em conjunto com a regra de *Neuber* e com a relação de *Ramberg-Osgood* para determinação das tensões e deformações elasto-plásticas de *von Mises* ($\sigma_{eq}, \varepsilon_{eq}$, $\Delta \varepsilon_{eq}$ e $\Delta \sigma_{eq}$). Para o caso onde as tensões e deformações elásticas equivalentes são determinadas segundo a teoria de *von Mises*, a correção elasto-plástica pode ser feita por meio das eq.(2.31) a (2.34).

$$\begin{cases} \sigma_{eq,el} = \lambda_{eq,el} \cdot \sigma_{1,el} = \frac{\sigma_{1,el}}{\sqrt{2}} \sqrt{(1-\lambda_{2,el})^2 + (1-\lambda_{3,el})^2 (\lambda_{2,el} - \lambda_{3,el})^2} \\ \varepsilon_{eq,el} = \phi_{eq,el} \cdot \sigma_{1,el} = \frac{\varepsilon_{1,el}}{(1+\nu) \cdot \sqrt{2}} \sqrt{(1-\phi_{2,el})^2 + (1-\phi_{3,el})^2 (\phi_{2,el} - \phi_{3,el})^2} \end{cases} \quad (2.31)$$

$$\begin{cases} \varepsilon_{eq} = \frac{\sigma_{eq,el}^2}{E \cdot \sigma_{eq}} \\ \varepsilon_{eq} = \frac{\sigma_{eq}}{E} + \left(\frac{\sigma_{eq}}{K'} \right)^{\frac{1}{n'}} \end{cases} \quad (2.32)$$

$$\begin{cases} \Delta \varepsilon_{eq} = \frac{\Delta \sigma_{eq,el}^2}{E \cdot \Delta \sigma_{eq}} \\ \frac{\Delta \varepsilon_{eq}}{2} = \frac{\Delta \sigma_{eq}}{2 \cdot E} + \left(\frac{\Delta \sigma_{eq}}{2 \cdot K'} \right)^{\frac{1}{n'}} \end{cases} \quad (2.33)$$

As deformações e tensões elasto-plásticas principais (σ_1 , σ_2 , σ_3 , ε_1 , ε_2 e ε_3) são obtidas relacionando-as diretamente com as deformações e tensões elasto-plásticas de *von Mises*, por meio das razões biaxiais determinadas elasticamente:

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{\sigma_{eq}}{\lambda_{eq,el}}, \quad \sigma_2 = \lambda_{2,el} \cdot \sigma_1, \quad \sigma_3 = \lambda_{3,el} \cdot \sigma_1 \\ \varepsilon_1 = \frac{\varepsilon_{eq}}{\phi_{eq,el}}, \quad \varepsilon_2 = \phi_{2,el} \cdot \varepsilon_1, \quad \varepsilon_3 = \phi_{3,el} \cdot \varepsilon_1 \end{cases} \quad (2.34)$$

Deve-se ressaltar que o uso do método das razões biaxiais constantes equivale a assumir que o coeficiente de *Poisson*, ν , também se mantém constante após o escoamento, o que não é verdade, pois em regime plástico, ν é da ordem de 0.5 nos metais (enquanto que na fase elástica é de aproximadamente 0.3). Há outros modelos que consideram a diferença entre ν antes e após o escoamento, como os propostos por Hoffmann e Seeger (1985), Moftakhar, Buczynski e Glinka (1995), Reinhardt, Moftakhar e Glinka (1997). No entanto, tais metodologias não são aplicadas no âmbito desta tese.

2.3.3.2.1 Critério para previsão da vida de iniciação da trinca

Após a realização da análise elasto-plástica local, a vida de iniciação da trinca pode ser determinada pela aplicação de algum critério de falha multiaxial. Um dos critérios mais simples propõe que, sob condições de carregamentos proporcionais, a trinca de fadiga inicia nos planos octaédricos de forma semelhante ao método das tensões equivalentes de *von Mises* para o modelo SN. Neste caso, a vida de iniciação é controlada apenas pela gama de deformação de *von Mises* (AGHOURY, 2012), conforme eq.(2.35).

$$\frac{\Delta \varepsilon_{eq}}{2} = \frac{(\sigma'_f)^2}{E} \cdot (2 \cdot N_f)^b + \varepsilon'_f \cdot (2 \cdot N_f)^c \quad (2.35)$$

A grande desvantagem do método descrito acima é que ele não considera o efeito da tensão média para estimar a vida de iniciação da trinca. Uma abordagem para incluir indiretamente este efeito foi proposta por Smith, Watson e Topper (1970b) ao generalizar o modelo uniaxial:

$$\frac{\Delta \varepsilon_1}{2} \sigma_{\perp 1 \max} = \frac{(\sigma'_f)^2}{E} \cdot (2 \cdot N_f)^{2b} + \varepsilon'_f \cdot \sigma'_f \cdot (2 \cdot N_f)^{b+c} \quad (2.36)$$

onde $\Delta \varepsilon_1$ e $\sigma_{\perp 1 \max}$ representam, respectivamente, a gama da maior deformação principal (com $|\Delta \varepsilon_1| \geq |\Delta \varepsilon_2| \geq |\Delta \varepsilon_3|$) e a correspondente tensão principal máxima do ciclo na direção de ε_1 .

Uma vez que o modelo de *Smith, Watson e Topper* valoriza apenas as tensões e deformações normais ao plano principal, este método é mais preciso quando a fase de abertura da microtrinca é dominante em relação à fase controlada pelas tensões de cisalhamento.

Outro modelo com grande aceitação e muito utilizado na prática é o método de Brown e Miller (1973), que considera a contribuição conjunta das deformações normais e de cisalhamento que atuam no plano de cisalhamento máximo, conforme relação expressa na eq.(2.37).

$$\frac{\Delta \gamma_{\max}}{2} + \alpha_{BM} \cdot \Delta \varepsilon_{\perp} = \beta_1 \cdot \frac{\sigma'_f - 2 \cdot \sigma_{\perp m}}{E} (2 \cdot N_f)^b + \beta_2 \cdot \varepsilon'_f (2 \cdot N_f)^c \quad (2.37)$$

onde $\Delta\gamma_{\max}$ é a máxima gama de deformação de cisalhamento; $\Delta\varepsilon_{\perp}$ e $\sigma_{\perp m}$ correspondem a gama de deformação e tensão média normais ao plano de cisalhamento máximo, respectivamente; α_{BM} é o coeficiente de contribuição das deformações normais (aproximadamente igual a 0.3 e 0.46 para metais dúcteis sob condições de vidas longas e vidas curtas, respectivamente); $\beta_1 \cong 1.3 + 0.7 \cdot \alpha_{BM}$ e $\beta_2 \cong 1.5 + 0.5 \cdot \alpha_{BM}$.

Os três critérios de falha expressos nas eq.(2.35), (2.36) e (2.37) podem ser adaptados para considerar os efeitos do acabamento superficial, gradiente de tensões e demais fatores que influenciam o comportamento da componente elástica. Para tal, basta substituir os parâmetros σ'_f e ε'_f por seus correspondentes corrigidos, σ_f^* e b^* , determinados ao aplicar os fatores k_{sf} , k_{se} , k_{le} , k_t e k_r .

2.4 ABORDAGEM LOCAL BASEADA NA MECÂNICA DA FRATURA

Os modelos baseados na de propagação de trincas por fadiga buscam prever o crescimento de uma trinca existente a partir de um comprimento inicial até um valor crítico associado a um determinado modo de falha (pode atingir a tenacidade do material, escoar o ligamento residual ou atingir um estado limite de serviço). Esse comportamento implica em entender como a trinca se comporta em termos de propagação e taxa de crescimento. Ao mesmo tempo tenta identificar qual a resistência residual da estrutura em diferentes fases do processo. O objetivo da análise é prever quantos ciclos uma estrutura com um dano inicial, feita de um certo material, deve suportar até que se a trinca se torne instável ou atinja um estado limite sob um dado regime de carregamento. Para isso é preciso caracterizar a deformação local em torno do fronte da trinca. As soluções clássicas são baseadas em campos assintóticos ao redor do fronte da trinca definidos por parâmetros que são função do carregamento, geometria da própria trinca e da estrutura. O entendimento destes campos, considerando tensões elásticas e a existência da singularidade na vizinhança da trinca, são os fundamentos essenciais da Mecânica da Fratura Linear Elástica (MFLE).

2.4.1 Fator de intensidade de tensões (FIT)

O parâmetro chave da MFLE é o fator de intensidade de tensão (FIT). Ele relaciona os aspectos globais do problema, nomeadamente cargas e deslocamentos, aos campos de tensões e deformações locais na ponta da trinca e mede a tendência que esta trinca apresenta para se

propagar em uma dada direção. O FIT é geralmente associado a três tipos de modos de sollicitação (ver Figura 2.17), necessários para determinação das tensões ao redor do fronte da trinca. Em um estado multiaxial, as tensões são determinadas como a combinação desses modos. Westergaard (1939), Irwin (1957) e Williams (1957) foram os primeiros a estabelecer soluções assintóticas para expressar o campo de tensões no fronte da trinca associado a cada um dos modos de sollicitação que, assumindo comportamento linear elástico do material e isotropia, podem ser expressas por:

$$\sigma_{ij} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} f_{ij}^I(\theta) + \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} f_{ij}^{II}(\theta) + \frac{K_{III}}{\sqrt{2\pi r}} f_{ij}^{III}(\theta) \quad (2.38)$$

onde σ_{ij} é o tensor de tensões, r e θ são coordenadas polares em relação ao sistema com origem no fronte da trinca (Figura 2.17). Os escalares K_I , K_{II} e K_{III} são os chamados fatores de intensidade de tensão (FIT), $f_{ij}^I(\theta)$, $f_{ij}^{II}(\theta)$ e $f_{ij}^{III}(\theta)$ são funções adimensionais apresentadas na Tabela 2.5.

As expressões apresentadas na Tabela 2.5 mostram a existência de uma singularidade no campo de tensões quando r tende a 0, uma vez que σ_{ij} é proporcional a $1/\sqrt{r}$. A existência da singularidade torna o problema aparentemente incompatível com a realidade, uma vez que existem na prática tensões plásticas em torno do fronte da trinca. Os princípios da MFLE são válidos enquanto a dimensão dessa zona plástica permanece pequena comparada com as dimensões da trinca e todas as dimensões significantes da estrutura. Neste caso, uma zona exterior à região de pequeno escoamento é dominada pela singularidade (ANDERSON, 1995), onde o FIT ainda controla o processo de propagação da trinca. Tipicamente, o tamanho da zona dominada pelo FIT é aproximadamente 1/10 do comprimento característico da trinca (GALLAND, 2011). Tais condições são geralmente encontradas onde os níveis de tensões cíclicas nominais estão bem abaixo da tensão de escoamento, como geralmente ocorre com as estruturas civis em serviço.

Figura 2.17 - Modos de solicitação da trinca.

Tabela 2.5 - Campo de tensões ao redor do fronte da trinca considerando material linear-elástico e isotrópico

Modo I	Modo II
$\sigma_{11} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \left[1 - \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \sin\left(\frac{3\theta}{2}\right) \right]$	$-\frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \left[2 + \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \cos\left(\frac{3\theta}{2}\right) \right]$
$\sigma_{22} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \left[1 + \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \sin\left(\frac{3\theta}{2}\right) \right]$	$+\frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \cos\left(\frac{3\theta}{2}\right)$
$\sigma_{33} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} 2\nu \cos\left(\frac{\theta}{2}\right)$	$-\frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} 2\nu \sin\left(\frac{\theta}{2}\right)$
$\sigma_{12} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \cos\left(\frac{3\theta}{2}\right)$	$+\frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \left[1 - \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \sin\left(\frac{3\theta}{2}\right) \right]$
Modo III	
$\sigma_{13} = -\frac{K_{III}}{\sqrt{2\pi r}} \sin\left(\frac{\theta}{2}\right)$	
$\sigma_{23} = \frac{K_{III}}{\sqrt{2\pi r}} \cos\left(\frac{\theta}{2}\right)$	

ν é o coeficiente de Poisson

Uma forma convencional de expressar o FIT em modo I geralmente é obtida fazendo-o variar diretamente com a gama de tensão nominal S e com a raiz quadrada do comprimento característico da fissura a :

$$K_I = f(g, a) \cdot S \cdot \sqrt{\pi a} \quad (2.39)$$

onde $f(g, a)$ é uma função que depende da geometria particular do membro e da configuração da trinca. Esta forma ganhou bastante popularidade devido ao fato de relacionar o FIT com tensões nominais, as quais podem ser obtidas através de uma análise global. Vários manuais apresentam expressões fechadas para $f(g, a)$ baseadas em modelos padronizados com configurações simplificadas (MURAKAMI, 1987) e têm sido empregados

frequentemente para o estudo da fadiga em pontes metálicas com detalhes soldados (HE e WU, 2011; WANG, XU e CHEN, 2007; KWON e FRANGOPOL, 2011).

Na presença de geometrias complexas, a aplicação das soluções analíticas e modelos padrões nem sempre é possível para determinação do FIT. Uma análise mais detalhada para caracterização deste parâmetro pode ser realizada recorrendo-se a diferentes métodos numéricos, a exemplo do Elementos Finitos (MEF), do método dos elementos de contorno (BEM) e do método dos elementos finitos enriquecidos (XFEM).

2.4.2 Lei de propagação da trinca

O crescimento de uma trinca de fadiga passa por determinados estágios antes de alcançar o tamanho crítico. Na medida que o carregamento cíclico é aplicado, trincas macroscópicas tendem a ser formadas e o processo entra numa zona de crescimento estável. A velocidade de crescimento tende a aumentar significativamente no final desta etapa. Na fase final, o tamanho da trinca tende a um valor crítico e perde a estabilidade. Nesse estágio é alcançada a tenacidade do material (K_C), onde a estrutura perde a capacidade de resistir à fratura. As diferentes fases do processo de propagação da trinca são mostradas na Figura 2.18a, onde da/dN representa a taxa de crescimento de uma trinca de tamanho a em relação à evolução dos fatores cíclicos de intensidade de tensão ΔK .

Figura 2.18 - Comportamento típico da propagação de trincas em metais.

Paris (1963) foi um dos primeiros a propor uma lei de crescimento de trincas de fadiga em regime estável de propagação (Zona II da curva) correlacionado a velocidade de crescimento, da/dN , com a gama do fator de intensidade de tensões, ΔK , por uma função exponencial:

$$\frac{da}{dN} = C \cdot \Delta K^m \quad (2.40)$$

com $\Delta K = K_{\max} - K_{\min}$ e C , m sendo parâmetros do material, determinados experimentalmente. Uma estimativa do número de ciclos até a falha pode ser obtida pela integração da eq.(2.40), no intervalo de a_0 a a_F , com a_0 representando o comprimento inicial da trinca e a_F representando o comprimento final, quando a trinca alcança a falha. A Figura 2.18b ilustra a evolução do comprimento da trinca em função do número de ciclos e a fase de propagação dentro deste intervalo de integração.

$$N_F = \int_{a_0}^{a_F} \frac{da}{C \cdot \Delta K^m} \quad (2.41)$$

2.5 ABORDAGEM LOCAL USANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

2.5.1 Algumas experiências na modelagem local via MEF com aplicação em pontes

A construção de modelos globais utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF) permite avaliar o comportamento da estrutura diante dos carregamentos atuantes, incluindo efeitos dinâmicos e não-linearidades, ao mesmo tempo que aponta os membros mais críticos que serão alvos das avaliações. No entanto, o verdadeiro estado de tensões instalado nos detalhes da estrutura, principalmente nas regiões de conexões, não é determinado de forma precisa, uma vez que os seus componentes não são adequadamente simulados, pois não incorporam informações acerca das verdadeiras geometrias, interações de contato, pré-esforço, etc.

A geometria do detalhe e as interações entre os componentes conectados na ligação têm grande influência no campo de tensões locais em regiões vizinhas aos pontos onde o dano à fadiga se inicia. No caso de ligações complexas, além da dificuldade de se aplicar explicitamente a classificação recomendada pelos procedimentos habituais, a determinação das tensões globais pode não ser tão evidente (MARTINSSON, 2005). A aplicação de abordagens locais é uma alternativa para solução do problema, mas exige modelos numéricos drasticamente mais custosos em termos de requisitos computacionais. Tais modelos devem ser construídos partindo-se da escala do detalhe à escala do dano no material base. Muitas práticas de modelagem realizam este tipo de análise de forma independente, sem interação

com o comportamento global, introduzindo um relevante nível de imprecisão devido às incertezas relacionadas às aproximações numéricas referentes às verdadeiras condições de contorno do problema. Por outro lado, devido às grandes diferenças entre a escala do dano e a escala da estrutura, é praticamente impossível modelar o comportamento global e local em uma única escala espacial (LI et al., 2007).

Nesse contexto, algumas técnicas de modelagem em múltiplas escalas vêm sendo aplicadas recentemente para viabilizar esse tipo de solução em estruturas de pontes. Trabalhos como os de Li et al. (2007, 2009), Chan; Guo; Li (2003) e Chan et al. (2009) aplicam o conceito de modelagem multi-escala para avaliar o processo de degradação em estruturas civis de grandes dimensões, a exemplo de pontes estaiadas com vãos extensos.

Kiss e Dunai (2000) desenvolveram um procedimento para automatizar a geração de séries temporais de tensões locais em pontes treliçadas utilizando também modelos de elementos finitos em múltiplos níveis. Os resultados de submodelos refinados de ligações soldadas representados por elementos *shell* são comparados com os do modelo tridimensional de elementos de viga e validados experimentalmente a partir de um teste de carga da ponte. Estes mesmos autores também desenvolveram um procedimento alternativo para avaliação da fadiga em detalhes soldados de tabuleiros ortotrópicos de pontes rodoviárias (KISS; DUNAI, 2002), baseado na Mecânica da Fratura. No trabalho, os valores do FIT são obtidos numericamente a partir de um modelo em dois níveis, para capturar a influência das geometrias dos detalhes e da forma da solda na vida à fadiga. O modelo global foi representado por elementos 3D-*shell* para o tabuleiro. As cargas de roda dos veículos foram simuladas estaticamente e os deslocamentos em pontos específicos foram utilizados como condições de contorno prescritas em um submodelo 2D com uma trinca inicial instalada. Os FIT(s) foram obtidos impondo-se caminhos pré-determinados para as trincas. A vida útil à fadiga, para diferentes cenários de carregamentos, foi avaliada através da integração da Lei de Paris e análises de sensibilidade.

Leite et al. (2010) desenvolveram uma metodologia de integração CAD/FEM com aplicação na análise de tensões locais em ligações rebitadas de pontes partindo-se de modelos globais com elementos lineares de treliça e vigas. Os submodelos utilizam elementos sólidos tridimensionais com alta definição de malha (Figura 2.19) para estudar ligações da ponte ferroviária Trezói, em Portugal. O procedimento consistiu no desenvolvimento de modelos integrados a partir dos programas comerciais de elementos finitos ANSYS™ e ABAQUS™.

Os modelos locais consideraram interações de contato entre as superfícies e representação tridimensional dos rebites com elementos sólidos tetraédricos.

Chellini; Lippi e Salvatore (2012) aplicaram técnicas de submodelagem para determinação de tensões locais em conexões soldadas do Viaduto *Sesia*, localizado na nova rede italiana de trens de alta velocidade. A estrutura é uma ponte compósita com duplo caixão metálico com 7 vãos isostáticos de 46 m. As condições de contorno do submodelo foram determinadas transferindo os deslocamentos e forças na interface com o modelo global, desenvolvido para capturar a resposta dinâmica modal combinando resultados da Análise Modal Operacional às análises numéricas, onde o fenômeno da interação dinâmica trem-ponte foi considerado.

Figura 2.19 - Submodelagem de detalhes rebitados da ponte Trapezóí em Portugal: (a) modelo global; (b) modelo local (adaptado de LEITE et al., 2010)

Várias investigações, utilizando métodos de modelagem global e local, foram desenvolvidas para avaliação das causas que conduziram ao colapso a ponte I-35W sobre o rio Mississippi em Mineapolis, Minnesota, EUA, em 2007 (BERMAN et al., 2012; HAO, 2010; LIAO; OKAZAKI, 2009; NTSB, 2008). Os modelos em elementos finitos foram desenvolvidos para estudar o estado de tensões e deformações em placas *gusset* da ligação U10W (Figura 2.20) e investigar a instabilidade potencial na estrutura da ponte. A abordagem global-local foi realizada incorporando um modelo detalhado tridimensional de ligação U10W em um modelo global conforme mostrado na Figura 2.20. O modelo global foi unido ao modelo local usando equações de *constraint* e acoplamento cinemático (WAGNER; GRUTTMANN, 2000; YU et al., 2012), onde os elementos de viga do modelo global foram anexados a elementos tipo *shells* nas regiões de transição. Estes *constraint* restringem o movimento relativo,

estabelecendo um acoplamento rígido entre as partes. Também foram impostos *constraints* para possibilitar o acoplamento entre malhas de elementos *shells* e *solids* nas regiões de maior refinamento. Pares de contato de pequenos deslizamentos foram definidos entre as placas “*gusset*” e os membros da treliça usando recursos do programa ABAQUS™. Um submodelo foi utilizado para estudar mais detalhadamente uma porção da ligação com rebites (Figura 2.21).

Imam e Righiniotis (2010) estabeleceram uma metodologia para avaliação da fadiga em pontes ferroviárias rebitadas, com aplicação ao estudo de ligações entre longarinas e transversinas (*stringer-to-cross girder*). O primeiro passo da metodologia é a análise global de fadiga para identificação das conexões mais críticas com base em curvas S-N que utilizam tensões nominais. O segundo passo consiste na análise detalhada de tensões nos elementos identificados no passo anterior considerando todas as características geométricas das ligações e os efeitos secundários que podem existir. A Teoria das Distâncias Críticas (TAYLOR, 2007), a qual é baseada na distribuição de tensões locais ao redor dos entalhes para formação de trincas curtas, foi adaptada ao problema e utilizada para estimar o dano nas regiões do submodelo onde há maior probabilidade do início do processo de fadiga. Nesta etapa, são utilizadas curvas S-N específicas do material ao invés daquelas baseadas em classes de detalhes. Os resultados obtidos no segundo passo podem, em seguida, ser utilizados para análise de crescimento de trinca através dos modelos de propagação baseados na Mecânica da Fratura. A Figura 2.22 mostra o modelo global e local em elementos finitos de uma ponte rebitada tomada como aplicação. Os autores utilizaram as funcionalidades do programa ABAQUS™ para modelagem das conexões por intermédio elementos sólidos e pares de contato para estabelecer as interações entre as diferentes partes, considerando também variações nas forças devido ao pré-esforço nos rebites.

Figura 2.20 - Modelagem em elementos finitos da ponte I-35W, em Minnesota, EUA: (a) modelo global; (b) modelo local para a ligação U10W (adaptado de NTBS, 2008).

Figura 2.21 - (a) análise de instabilidade não-linear da ligação U10W; (b) submodelo dos rebites e furos na placa gusset da ligação U10W (adaptado de NTBS, 2008).

Figura 2.22 - (a) modelo global com elementos *shell* para representação de ponte ferroviária rebitada; (b) modelo local com elementos sólidos para simulação de uma ligação rebitada entre longarinas e transversinas (adaptado de IMAM; RIGHINIOTIS, 2010).

2.5.2 Submodelagem

O estudo local detalhado de partes altamente refinadas incorporadas em um único modelo de elementos finitos, o qual representa a escala global de um sistema estrutural complexo, a exemplo de uma ponte, pode se tornar inviável devido à elevada dimensão do problema, em termos do número de graus de liberdade requeridos para análise. Em situações onde as respostas necessitam ser armazenadas ao longo do tempo, o custo computacional tenderia a aumentar drasticamente, especialmente no caso de simulações dinâmicas (LANHAO; TONGCHUN, 2008).

Uma solução para enfrentar tais tipos de problemas é a utilização de técnicas de submodelagem. De uma maneira geral, a submodelagem pode ser entendida como um

procedimento usado para obtenção detalhada da resposta estrutural em regiões específicas do modelo. Um método comumente utilizado é o "*two-step analysis*", também classificado na família denominada de "*information-passing multi-scale methods (IPMM)*" (LI et al., 2009), onde um modelo global simplificado é analisado primeiro e os resultados são utilizados para prescrever condições de contorno no modelo local, cuja análise é realizada independentemente em seguida. Neste caso, a informação caminha em um único sentido, a partir do modelo em larga escala para o submodelo, o que significa que o comportamento global não é afetado pela existência do submodelo.

De acordo com Knight e Ransom (1991), o desenvolvimento de uma análise global-local utilizando técnicas de submodelagem é fortemente dependente da capacidade de determinação do comportamento global, onde os detalhes de interesse devem ser, no mínimo, grosseiramente representados. A identificação das regiões críticas durante a análise global e o procedimento para definição das condições de contorno na interface global-local são requisitos igualmente importantes na estratégia computacional. Os componentes fundamentais para uma análise baseada em técnicas de submodelagem são mostrados na Figura 2.23.

Como o submodelo é analisado independentemente e se restringe à pequenas porções do modelo global, o número de graus de liberdade da análise se reduz de forma significativa, refletindo diretamente na diminuição do custo computacional. Além disso, a análise local pode ser feita em diferentes sequências hierárquicas, ou seja, o modelo local numa primeira avaliação pode servir de modelo global para uma outra em seguida, para obtenção de uma resposta em uma sub-região ainda mais específica. Outra vantagem da técnica está relacionada à facilidade de modificação do submodelo sem afetar a idealização estrutural adotada no modelo global.

Figura 2.23 - Estratégia para submodelagem baseada em interpolação de deslocamentos (adaptado de KNIGHT; RANSOM, 1991).

Atualmente, alguns programas de simulação em elementos finitos, a exemplo do programa ABAQUS™, oferecem recursos de submodelagem baseados tanto na interpolação de deslocamentos quanto de forças. No primeiro caso, o *software* identifica a região de interpolação no modelo global (Figura 2.23b) e executa o procedimento em cada incremento de tempo através da utilização das funções de formas dos elementos envolvidos para imposição dos deslocamentos (translações e/ou rotações) nos nós existentes no contorno do submodelo. Isto torna possível a conexão entre malhas dissimilares e entre tipos de elementos diferentes, onde não há qualquer exigência para coincidência entre os nós da interface global/local (RANTALAINEN, 2012). No entanto, uma das grandes desvantagens deste método está relacionada a problemas que devem aparecer quando da existência de grandes diferenças de rigidez estão envolvidas, pois deve ser esperado que uma dada região do submodelo possua rigidez próxima daquela correspondente no modelo global. Tal hipótese é condizente com os pressupostos adotados para uma análise de fadiga, uma vez que as mudanças que ocorrem localmente, devido ao processo de fissuração, não alteram de forma expressiva a rigidez global durante a maior parte da vida útil da estrutura (RANTALAINEN et al., 2013).

2.5.3 Técnicas para modelagem da trinca de fadiga

Conforme descrito na seção 2.4, o campo de tensões no fronte da trinca exibe uma singularidade do tipo $1/\sqrt{r}$. Tal comportamento não é representado adequadamente pela maioria dos elementos finitos convencionais baseados em funções polinomiais (CHAN; TUBA; WILSON, 1970). Uma forma de melhorar os resultados numéricos nessas regiões é a utilização de elementos finitos singulares, conforme o conceito de "*quarter-point element*" introduzido por Barsoum (1976). Este tipo de elemento pode ser obtido realocando os nós centrais de elementos quadráticos convencionais até a posição de $1/4$ em relação ao fronte da trinca. Em seguida, um dos lados do elemento, no caso 2D, ou uma das faces, no caso 3D, são colapsados de forma que os nós coincidam no ponto correspondente à extremidade da trinca. Os nós coincidentes são restringidos para se moverem conjuntamente, reproduzindo a singularidade. A Figura 2.24 mostra a geração dos elementos singulares conforme procedimento descrito. Demonstrações matemáticas da singularidade que surge devido à realocação dos nós em elementos quadráticos quadrilaterais e triangulares podem ser consultadas em Owen e Fawkes (1983) e Anderson (1995).

Alguns programas comerciais de elementos finitos oferecem recursos para a modelagem da singularidade. O programa ABAQUS™, utilizado neste trabalho, apesar de não possuir elementos singulares em sua biblioteca, possui ferramentas para criar este tipo de elemento a partir de elementos quadrilaterais de 8 nós, para o caso 2D, e elementos hexaédricos de 20 nós, para análises 3D. Os nós coincidentes são obrigados a se moverem juntos através da imposição de *tie constraints* (DASSAULT SYSTÈMES, 2012).

Figura 2.24 - Elemento finito para simulação da singularidade $r^{-1/2}$ no vértice da trinca: (a) caso 2D; (b) caso 3D.

(adaptado de Lin e Smith, 1998)

Cuidados devem ser tomados para geração da malha principalmente no caso 3D. Um procedimento comumente usado é dispor os elementos singulares na forma de cunhas em torno do frente da trinca e elementos hexaédricos convencionais para as regiões mais externas e de transição. Esta configuração é mencionada em Anderson (1995) como "*spider web*", onde os elementos de transição formam anéis concêntricos que convergem no frente da trinca. A ortogonalidade da malha em relação ao frente também é uma recomendação para evitar problemas de divergência (LIN; SMITH, 1998; LIN, 1994).

2.5.3.1 Extração do FIT

Conforme já descrito, a lei de crescimento da trinca de fadiga para materiais elástico-lineares é controlada principalmente pelo fator de intensidade de tensão (FIT) e a determinação precisa deste parâmetro é o elemento chave para melhorar a capacidade de previsão do modelo. A aplicação da MFLE em conjunto com o MEF tem sido fundamentalmente destinada à extração do FIT e uma variedade de métodos tem sido apresentada na literatura para este propósito.

Alguns desses métodos determinam os valores do FIT diretamente a partir dos resultados do MEF. Entre tais técnicas, pode-se citar o método generalizado de correlação de deslocamentos (FU et al., 2012) e os métodos clássicos de extrapolação de deslocamentos (descritos e aplicados em COURTIN *et al.*, 2005 e OWEN e FAWKES, 1983). Em ambos os casos, os valores do FIT são obtidos usando formulações simples que os correlacionam com os deslocamentos obtidos em pontos próximos ao vértice da trinca. A precisão destes procedimentos é muito sensível à escolha dos pontos e ao nível de refinamento da malha. Outra família de métodos é baseada na taxa de liberação da energia, sendo em geral mais precisos e preferencialmente usados em relação aos primeiros. Entre eles, pode-se destacar o método VCCT (*virtual crack closure technique*), baseado na mudança da energia potencial total para uma pequena extensão virtual da trinca (KRUEGER, 2002). Embora seja um método atrativo computacionalmente, o VCCT ainda não é implementado nos principais programas de elementos finitos disponíveis no mercado para simulação de estruturas complexas.

Outra técnica também baseada na taxa de liberação da energia é o conhecido método da integral J (RICE, 1967), implementado no pacote de elementos finitos utilizado neste trabalho. Para um material linear elástico, a integral J corresponde à taxa de liberação de energia e, portanto, se relaciona diretamente com os FIT. Originalmente, a quantidade J é uma integral de linha calculada sobre um caminho Γ que envolve o vértice da trinca e cujos pontos inicial e final coincidem com as faces da trinca (Figura 2.25a). A definição generalizada de J pode ser expressa por:

$$J = \lim_{\Gamma \rightarrow 0} \int_{\Gamma} \left[W \cdot \delta_{kj} - (\sigma_{ij} \cdot n_j) \cdot \frac{\partial u_i}{\partial x_k} \right] \cdot d\Gamma \quad (2.42)$$

onde n_j é o vetor normal exterior no contorno de integração, como ilustrado na Figura 2.25a, δ_{kj} é o delta de Kronecker, σ_{ij} e u_i são respectivamente os campos de tensão e deslocamentos em um ponto do contorno e W é a energia de deformação. Para um material elástico linear $W = \frac{1}{2} \sigma_{ij} \varepsilon_{ij}$, onde ε_{ij} é o tensor de deformações.

A forma da integral da eq.(2.42) não é adequada para análise numérica e, para contornar este problema, pode ser reescrita aplicando-se o teorema da divergência e transformando-a em uma integral de área A , para o caso 2D, de acordo com a eq.(2.43) (ANDERSON, 1995).

$$J = \int_A \left[\sigma_{ij} \cdot \frac{\partial u_i}{\partial x_k} - W \cdot \delta_{kj} \right] \cdot \frac{\partial \bar{q}}{\partial x_j} dA \quad (2.43)$$

Figura 2.25 - (a) contorno para avaliação da integral J em 2D; (b) domínio de integração equivalente para formulação da integral J em 2D; (c) contorno para avaliação da integral J em 3D; (d) domínio de integração equivalente para formulação da integral J em 3D.

onde $\bar{q}$ é uma função de ponderação arbitrária a qual é igual a $\mathbf{q}$ (vetor unitário na direção da extensão virtual da trinca) em Γ e 0 em Γ_1 (ver Figura 2.25). Na prática, faz-se Γ tender a zero, o que resulta em $\bar{q} = \mathbf{q}$ diretamente no vértice da trinca.

A função $\bar{q}$ pode ser interpretada como um deslocamento virtual devido a um avanço virtual Δa da trinca ($\bar{q} = \Delta x_1 / \Delta a$). Sua função é meramente matemática, de forma a possibilitar a geração da integral de domínio, que é mais adequada para avaliação numérica (ANDERSON, 1995). Portanto, J pode ser entendida como a energia total liberada sobre o domínio de integração para uma extensão virtual $\bar{q}$ do fronte da trinca.

Para o caso 3D, a integral J passa a ser determinada em cada coordenada η tomada sobre o fronte da trinca (Figura 2.25c):

$$J(\eta) = \lim_{\Gamma \rightarrow 0} \int_{\Gamma} \left[W \cdot \delta_{kj} - (\sigma_{ij} \cdot n_j) \cdot \frac{\partial u_i}{\partial x_k} \right] \cdot d\Gamma \quad (2.44)$$

Semelhanamente ao caso 2D, a forma da eq.(2.44) não é adequada para a análise numérica e, por este motivo, foi reformulada em termos de uma integral de domínio sobre o volume V (Figura 2.25d) ao longo de um segmento ΔL do fronte da trinca:

$$\bar{J}(\eta) = \int_{\Delta L} J(\eta) \cdot \bar{q} \cdot d\eta = \int_V \left[\sigma_{ij} \cdot \frac{\partial u_i}{\partial x_k} - W \cdot \delta_{kj} \right] \cdot \frac{\partial \bar{q}}{\partial x_j} \cdot dV \quad (2.45)$$

Neste caso, a extensão virtual passa a ser $\bar{q} = \alpha(\eta, r) \cdot q$, sendo $\alpha(\eta, r)$ uma função de ponderação que depende da posição do ponto r no domínio V . Se $r \in A_0$, $\alpha(\eta, r) = 1$ e se $r \in A_1 \cup A_2 \cup A_3 \cup A^+ \cup A^-$, $\alpha(\eta, r) = 0$. O valor da integral J na coordenada η pode ser aproximado pela seguinte normalização de $\bar{J}(\eta)$:

$$J(\eta) = \frac{\bar{J}(\eta)}{\int_{\Delta L} \bar{q} \cdot d\eta} \quad (2.46)$$

Finalmente, os valores dos FIT podem ser obtidos de acordo com a eq.(2.47):

$$K_I(\eta) = \sqrt{J_I(\eta) \cdot E^*}, \quad K_{II}(\eta) = \sqrt{J_{II}(\eta) \cdot E^*}, \quad K_{III}(\eta) = \sqrt{2 \cdot J_{III}(\eta) \cdot G} \quad (2.47)$$

onde $E^* = E$ para estado plano de tensão e $E^* = E/(1-\nu^2)$ para estado plano de deformações. Os valores, $J_I(\eta)$, $J_{II}(\eta)$ e $J_{III}(\eta)$, tal que $J(\eta) = J_I(\eta) + J_{II}(\eta) + J_{III}(\eta)$, podem ser obtidos a partir da decomposição modal dos campos de tensão, $\sigma = \sigma_I + \sigma_{II} + \sigma_{III}$, e deslocamentos, $u = u_I + u_{II} + u_{III}$, avaliados individualmente na eq.(2.46) conforme metodologia descrita em Bui (1983) e Ishikawa (1980).

A integral J é independente do domínio de integração. Tal característica torna possível sua avaliação através de um domínio com limites um pouco distante do fronte da trinca e, como consequência, resultados precisos são obtidos mesmo com malhas mais grosseiras (COURTIN et al., 2005). Além disso, a verificação da invariância dos valores do FIT calculados em vários domínios pode ser usado como indicador da qualidade da simulação numérica (GALLAND, 2011).

3. MODELAGEM DO COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES REBITADAS

3.1 INTRODUÇÃO

Os campos de tensões e deformações locais em torno do furo em uma ligação rebitada são fortemente influenciados pelas interações que ocorrem entre os componentes. No caso de ligações com múltiplos rebites é fundamental compreender o fluxo de cargas transferidas e os principais mecanismos de transferência em cada linha de conectores. O comportamento à fadiga depende de inúmeras variáveis que são correlacionadas entre si, associadas tanto aos níveis de carregamento quanto à tipologia da estrutura, às características da ligação e ao seu processo de fabricação. O método de instalação do rebite gera, ao final do processo, um pré-esforço que pode ter profundo impacto no desempenho à fadiga. Ao mesmo tempo, a expansão do furo e do fuste do rebite podem diretamente interferir no ponto onde a trinca se inicia devido à imposição de tensões residuais. Por outro lado, distorções produzidas na ponte quando o carregamento é distribuído através de seus membros, somado ao efeito de excentricidades existente nas linhas de carga que convergem nas ligações (partes ligadas localizadas em planos distintos), podem gerar flexões secundárias, as quais não devem ser negligenciadas durante a análise de tensões. Todas estas dependências, esquematicamente mostradas na Figura 3.1, têm efeito direto nas características da trinca de fadiga (ponto de iniciação, forma e direção de propagação) e, conseqüentemente, na vida útil da ligação.

A fim de avaliar parametricamente as conseqüências de algumas dessas variáveis, o presente capítulo apresenta alguns estudos de ligações com múltiplos rebites sob cisalhamento. É válido ressaltar que os efeitos devidos à expansão do furo, quando do processo de instalação do rebite, não é diretamente abordado nestes estudos, uma vez que uma fiel representação deste fenômeno exigiria a modelagem numérica do processo de conformação a quente, o qual, além de ser pouco documentado na literatura, é um procedimento impraticável no contexto da análise de uma estrutura de grandes dimensões.

Figura 3.1 - Fatores que influenciam no desempenho à fadiga de ligações rebitadas
(adaptado de SKORUPA et al., 2014)

3.2 QUANTIFICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO EM REBITES

A técnica mais comum de instalação de rebites é a conformação a quente, onde um rebite pré-fabricado, com as características mostradas na Figura 3.2, é aquecido para que sua segunda cabeça seja devidamente moldada *in loco*. Diferentemente das ligações parafusadas, onde o pré-esforço é aplicado de forma controlada pela imposição de um torque pré-determinado no conector, a força de aperto que une os componentes da ligação é aplicada na íntegra somente após o término do processo de instalação, quando do resfriamento do rebite. A instalação consiste basicamente em três etapas distintas (AKESSON, 2010). Na primeira, o rebite é aquecido até uma temperatura entre 1000°C e 1200°C. Em seguida este é introduzido no furo e a cabeça pré-fabricada (Figura 3.2) é devidamente apoiada (Figura 3.3). Ferramentas especiais, a exemplo de martelos pneumáticos ou máquinas hidráulicas, são usadas para formar a segunda cabeça. Durante o processo de conformação, o fuste do rebite expande e normalmente preenche o espaço existente entre este e a borda do furo (ver Figura 3.3c), podendo gerar tensões residuais radiais nas placas. As diferenças entre as deformações das placas e as deformações do rebite, devido à transferência de calor, controlam a magnitude do pré-esforço gerado (HEINEMEYER; FELDMANN, 2011). Como este processo depende de muitas variáveis difíceis de quantificar, verifica-se que a determinação precisa do nível de pré-esforço não é possível.

Figura 3.2 - Características típicas do rebite antes da instalação (adaptado de AKESSON, 2010)

(a) Fonte: <<http://www.ballardforge.com/web/rivets.html>>. Acesso em: 20 fev. 2014.

(b)

(c) Fonte: Silva (2009)

Figura 3.3 - Método de conformação a quente para instalação de rebites.

Apesar das dificuldades inerentes à medição do pré-esforço, é possível encontrar na literatura algumas tentativas de estimar a magnitude desta força e a sua influência no desempenho à fadiga da ligação. Wilson e Oliver (1930) conduziram uma investigação para avaliar a resistência mecânica em tração e o pré-esforço inicial em rebites com 19,05 mm de diâmetro, conformados a quente. Os autores determinaram tensões de pré-esforço (σ_{clamp}) com valores

médios entre 152,83 MPa e 249,65 MPa para comprimentos efetivos variando de 5,08 cm a 15,24 cm. O estudo mostrou que, para estes casos, o pré-esforço corresponde a 70% ou mais do ponto de escoamento do material.

Parola; Chesson e Munse (1965) estudaram o efeito, sobre a resistência à fadiga, da pressão de contato do rebite atuante na superfície do furo, em ligações com duplo plano de cisalhamento e com quatro conectores. Os espécimes foram testados em várias condições de carregamento cíclico e o pré-esforço nos rebites para a condição "*normal clamping*" foi determinado a partir das curvas tensão-deslizamento da ligação, considerando um coeficiente de fricção de 0,4. Valores médios calculados para tensão de pré-esforço estão entre 129 MPa e 254 MPa para comprimentos efetivos entre 22,2 mm e 44,4 mm. Os autores também fazem referência a um estudo realizado por T. Yoshima, que investigou a possível variação no pré-esforço em rebites A-141 conformados a quente utilizados em 32 ligações com duplo plano de cisalhamento. Neste caso, o pré-esforço em rebites, com diâmetro de 19,05 mm e comprimentos efetivos curtos, variou de 13,1 MPa a 259,93 MPa, o que demonstra a possibilidade de existência de baixos níveis de tensões iniciais de aperto na ligação.

Zhou et al. (1995) apresentaram os resultados de testes realizados com espécimes rebitados para examinar a magnitude da tensão residual de pré-esforço. Os espécimes foram retirados de membros removidos de uma ponte demolida com idade de aproximadamente 60 anos. As tensões medidas variaram de 34,47 MPa to 165,47 MPa, com um valor médio em torno de 82,737 MPa e desvio padrão de 41,36 MPa.

Bassetti; Liechti e Nussbaumer (1999) realizaram testes em larga-escala para determinar a resistência à fadiga e o desempenho de algumas técnicas de reparo de detalhes rebitados. Os autores estudaram quatro membros retirados de uma ponte ferroviária metálica de 91 anos de idade que foi desmontada e substituída por uma nova construção em 1993. Foram encontrados, em dois rebites, níveis de pré-esforço com tensões de 140 MPa e 160 MPa.

Al-Emrani e Kliger (2003) realizaram análises em elementos finitos para examinar o comportamento de ligações rebitadas entre transversinas e longarinas de pontes metálicas ferroviárias. O efeito do pré-esforço foi considerado variando tensões entre 30 MPa e 140 MPa. Uma boa correlação entre as deformações medidas experimentalmente em dois rebites e as deformações obtidas a partir do modelo numérico foi observada para o pré-esforço de 30 MPa.

Correia et al. (2010) propuseram um procedimento probabilístico para avaliar a resistência à fadiga de ligações rebitadas de pontes em ferro pudelado. No trabalho são desenvolvidos modelos em elementos finitos de uma ligação rebitada a fim de investigar as tensões e deformações e as localizações críticas em torno do furo. A tensão no rebite devido ao pré-esforço foi assumida como uma variável aleatória com distribuição lognormal com valor médio de 25 MPa e coeficiente de variação de 40%. Os resultados mostraram que há boa concordância entre as curvas S-N obtidas numericamente e os resultados determinados experimentalmente.

Ghafoori et al. (2014) investigaram numericamente uma ponte ferroviária rebitada existente na Suíça. Um submodelo em elementos finitos foi desenvolvido considerando o pré-esforço de 100 MPa atuando no rebite do detalhe analisado. Tal valor foi baseado nos estudos também numéricos realizados por Imam; Righiniotis e Chryssanthopoulos (2007) que consideraram tensões entre 50 MPa e 200 MPa para avaliar o efeito do pré-esforço em uma ligação característica de pontes ferroviárias rebitadas. A Tabela 3.1 apresenta um resumo, baseado nos trabalhos citados acima, com diferentes estimativas de níveis de pré-esforço em ligações rebitadas, determinadas a partir de medidas em ensaios das conexões ou adotadas diretamente em estudos numéricos.

Tabela 3.1 - Estimativas do pré-esforço em ligações rebitadas baseadas em diferentes fontes

Fonte	Natureza do estudo	Pré-esforço inicial (σ_{clamp}) (adotado ou obtido a partir de medidas)	Comprimento efetivo
Wilson e Oliver (1930)	Experimental	Médias de 152,83 MPa a 249,65 MPa	50.8 mm a 152.4 mm
Parola; Chelsson e Munse (1965)	Experimental	Médias de 129 MPa a 254 MPa	22.2 mm a 44.4 mm
Zhou et al. (1995)	Experimental	Valores de 34,47 MPa a 165,47 MPa e Média de 82,737 MPa	-
Basseti; Liechti e Nussbaumer (1999)	Experimental	Valores de 140 MPa e 160 MPa	30 mm
Al-Emrani e Kliger (2003)	Numérico	Valores de 30 MPa a 140 MPa	-
Correia et al. (2010)	Numérico	Média de 25 MPa, cov=0.4 (distribuição lognormal)	22.5 mm
Ghafoori et al. (2014)	Numérico	100 MPa	-
Imam; Righiniotis e Chryssanthopoulos (2007)	Numérico	Valores de 50 a 200 MPa	-

Baker e Kulak (1982), Akesson (2010), e Heinemeyer e Feldmann (2011) citam estimativas encontradas na literatura para determinar a variação das tensões de pré-esforço em função do comprimento efetivo do rebite. Os diagramas apresentados nestes trabalhos são mostrados de forma simplificada na Figura 3.4.

Figura 3.4 - Medidas da tensão de pré-esforço em função do comprimentos efetivo do rebite, reportadas por diferentes autores.

Conforme demonstrado, há uma grande incerteza na quantificação do pré-esforço e a indicação de um valor base para introdução deste parâmetro em projeto não seria confiável (AKESSON, 2010). Não obstante, é importante mencionar que o pré-esforço inicial pode sofrer considerável variação ao longo do tempo, na medida em que a estrutura envelhece, devido ao fenômeno de relaxação do rebite relacionado à fluência, desgaste superficial e efeitos ambientais.

3.3 QUANTIFICAÇÃO DO COEFICIENTE DE FRICÇÃO

Uma descrição sumária de programas experimentais para determinar os coeficientes de deslizamento de vários tipos de superfícies, características de aços estruturais, é apresentada em Grondin; Jin e Josi (2007). Os autores destacam a importância da correta descrição das condições das superfícies em contato e dos métodos de preparação e tratamento para caracterização deste parâmetro. Os testes referem-se a uma revisão da literatura com trabalhos reportados entre 1950 e 2007. Fundamentalmente, o procedimento utilizado na maioria destes testes consiste na utilização de ligações parafusadas do tipo "*symmetric butt*" carregadas sob tração. O pré-esforço nos parafusos é determinado anteriormente ao ensaio e o carregamento externo é aplicado de forma incremental até que o deslizamento ocorra, o que pode ser identificado diretamente através de análises das curvas carga *versus* deslocamentos relativos das placas em contato na ligação. Os valores detectados das cargas de deslizamento são introduzidos na eq.(3.1) para avaliação do coeficiente de deslizamento (μ).

$$\mu = \frac{P_{slip}}{m \cdot n \cdot T} \quad (3.1)$$

onde,

P_{slip} é a carga de deslizamento identificada no ensaio;

m e n são, respectivamente, o número de planos de deslizamento e o número de parafusos da ligação;

T é o pré-esforço aplicado igualmente em cada parafuso existente na conexão.

É importante ressaltar que alguns autores fazem uma distinção entre o coeficiente de deslizamento e o coeficiente de fricção. O coeficiente de deslizamento está associado ao maior deslizamento que ocorre na ligação, enquanto que o coeficiente de fricção se refere aos primeiros sinais de deslizamento que acontecem geralmente onde as cargas transferidas são maiores, ou seja, nas linhas de conectores extremos. Na maioria dos casos, estes dois parâmetros são idênticos, porém, as metodologias empregadas e recomendadas nos testes são, em geral, direcionadas à determinação do coeficiente de deslizamento (CHIANG; VASARHELYI, 1964).

Ao introduzir resultados de testes realizados em 2007 e de outros trabalhos publicados nas décadas de 50 e 60, Grondin; Jin e Josi (2007) atualizaram a base de dados apresentada no trabalho de Kulak e Fisher (1985) e nas *Diretrizes para Projeto de Ligações Rebitadas e Parafusadas* (KULAK; FISHER; STRUIK, 2001). A determinação do coeficiente de deslizamento é feita com base na classificação das superfícies quanto às condições, tratamento e tipos de aço. As superfícies cuja limpeza é feita apenas pela remoção das escamas de laminação¹ (*clean mill scale*) são distinguidas daquelas cujas limpezas são realizadas a jato (*blast-cleaned*). Há também um número reduzido de trabalhos que reportam resultados obtidos a partir de superfícies galvanizadas. Para aplicações em ligações estruturais de pontes existentes, a exemplo dos estudos de caso abordados nesta tese, e afim de reproduzir condições comumente observadas em campo, pode-se considerar cenários onde os membros conectados não recebem algum tipo de tratamento especial das superfícies. Dessa maneira, as escamas de laminação soltas e sujeiras são removidas com uso de escovas manuais e solventes são utilizados para remoção da graxa oriunda do processo de fabricação. A Tabela 3.2 apresenta os coeficientes de deslizamento obtidos experimentalmente por diversos autores para esta condição.

¹ óxidos de ferro produzidos durante o processo de laminação a quente, os quais formam uma superfície escamosa frágil com espessura geralmente inferior a 1mm (Fonte: <<http://www.finishing.com/>>. Acesso em: 04 mai. 2014).

O valor médio e desvio padrão encontrados por Grondin; Jin e Josi (2007) para todo o conjunto de dados apresentados na Tabela 3.2, respectivamente de 0,338 e 0,086, são compatíveis com os valores descritos nas diretrizes para projeto de ligações rebitadas e parafusadas recomendadas por Kulak; Fisher e Struik (2001), os quais são, respectivamente, de 0,33 e 0,07 com base em uma amostra de 327 testes com aços A7, A36, A440, Fe37 e Fe52 (ver Figura 3.5). Para esta mesma base de dados, ao se considerar uma amostra de 180 testes composta somente de aços A7, A36 e A440, os valores da média e desvio padrão passam a ser de, respectivamente, 0,32 e 0,06.

Tabela 3.2 - Coeficientes de deslizamentos medidos em superfícies com escamas de laminação removidas (adaptado de GRONDIN; JIN; JOSI, 2007).

Fonte	Número de testes (n_s)	Média (μ)	Desvio padrão (σ)
Allan e Fisher (1968)	12	0.274	0.025
Dusel; Stoker e Nordlin (1977)	1	0.280	0.000
Fisher; Ramseier e Beedle (1963)	14	0.317	0.033
Foreman e Rumpf (1961)	8	0.420	0.053
Frank e Yura (1981)	10	0.260	0.066
Hansen (1980)	2	0.324	0.034
Hojarczyk; Kasinski e Nawrot (1959)	3	0.269	0.088
Kennedy e Sanderson (1968)	23	0.252	0.017
Kuperus (1966)	16	0.310	0.060
Laub e Phillips (1954)	14	0.275	0.060
Nester (1966)	15	0.272	0.055
Prynne (1965)	4	0.483	0.031
Stankevicius et al. (2007)	190	0.387	0.071
Sterling e Fisher (1965)	8	0.348	0.027
Douwen et al. (1959)	24	0.352	0.070
Vasarhelyi e Chiang (1967)	29	0.271	0.046
Yura; Cayes e Frank (1981)	31	0.232	0.032
Todos os dados	404	0.338	0.086

Figura 3.5 - Coeficientes de deslizamento medidos em superfícies com escamas de laminação removidas (adaptado de KULAK; FISHER; STRUIK, 2001).

Ressalta-se que o valor médio e desvio padrão apresentados para todo o conjunto de dados que constam na Tabela 3.2 podem ser influenciados por tendências impostas pelo maior número de testes existentes no trabalho de Stankevicius et al. (2007), o qual foi baseado na utilização do aço ASTM A588. A fim de melhorar as estimativas, Grondin; Jin e Josi (2007) agruparam os dados de acordo com os tipos de aço e obtiveram o valor médio de 0,310 e coeficiente de variação de 0,253 (desvio padrão de aproximadamente 0,078), o que ainda assim não difere significativamente dos outros estudos publicados anteriormente.

É oportuno mencionar que a limpeza das superfícies a jato aumenta consideravelmente a resistência ao deslizamento. Uma base de dados com um total de 186 testes realizados em ligações com aços A7, A36 e Fe37 resultou em um valor médio e desvio padrão de, respectivamente, 0,51 e 0,09 para o coeficiente de deslizamento (KULAK; FISHER; STRUIK, 2001; KULAK; FISHER, 1985). Estes valores são compatíveis aos descritos por Grondin; Jin e Josi (2007), os quais foram de 0,525 e 0,101, baseados num banco de dados de 354 testes para a mesma condição.

As superfícies galvanizadas também apresentam valores compatíveis para o coeficiente de deslizamento quando se comparam as fontes já citadas, com valores médios variando de 0,180 a 0,196 e desvio padrão entre 0,04 e 0,08. Uma descrição com detalhes acerca da resistência ao deslizamento de ligações com outros tipos de revestimentos das superfícies pode se consultada em Kulak et al. (2001).

3.4 DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS

A rigidez de uma ligação rebitada é o resultado da ação conjunta das rigidezes de cada um de seus componentes. A distribuição dessas rigidezes na ligação é o mecanismo fundamental que controla o fluxo das cargas transferidas entre as diferentes partes. A compreensão da transferência de carga em uma ligação com múltiplos rebites é essencial para identificação dos pontos críticos, que são mais suscetíveis à nucleação e consequente propagação da trinca de fadiga. De fato, para que a determinação do estado de tensão no furo seja precisa é necessário que a distribuição de carga na ligação seja conhecida (HUTH, 1986).

O problema fundamental para demonstrar o mecanismo de transferência de cargas na presença de múltiplos rebites é o da ligação com um plano de cisalhamento e três conectores alinhados, conforme ilustrado na Figura 3.6. Neste caso, a carga P é dividida na primeira linha de rebite em duas parcelas distintas (F_{bp} e F_t). A força normal F_{bp} (*bypassing force*)

representa a parcela remanescente que se mantém na placa e continua disponível para as próximas linhas e a carga F_t é a parcela da força que é transmitida à placa adjacente, por intermédio do rebite. A transferência da carga em cada linha ocorre basicamente por fricção, que se manifesta na região sob a cabeça do rebite onde a influência do pré-esforço é maior, e por forças de suporte (*bearing force*) que o fuste do rebite exerce sobre a borda do furo por meio do contato (SKORUPA; MACHNIEWICZ, 2010). Considerando que as interações de contato ocorrem predominantemente nas imediações do furo, e assumindo que F_{fr} é a força transferida por fricção e que F_{br} representa a força de suporte do conector sobre a borda do furo, é correto admitir que $F_t = F_{fr} + F_{br}$ (Figura 3.6a). Este montante de carga transferida pode ser estimado pelas diferenças das forças remanescentes (F_{bp}) que atuam nas placas, em duas seções adjacentes a cada rebite (Figura 3.6b). Os esforços F_{bp} podem ser obtidos integrando-se os campos de tensões normais em cada seção.

Figura 3.6 - Transferência de cargas em uma ligação considerando a flexibilidade dos rebites: (a) mecanismos de transferência; (b) forças normais nas placas conectadas e deslocamentos das linhas de conectores; (c) esquema com fluxo de forças.

Admitindo que os sobrescritos (1), (2) e (3), representados na Figura 3.6b, identificam a primeira, segunda e terceira linha de rebites, respectivamente, e considerando simetria da ligação ($F_t^{(1)} = F_t^{(3)}$), pode-se escrever:

$$P = 2 \cdot F_t^{(1)} + F_t^{(2)} \quad (3.2)$$

Correlacionando-se os deslocamentos horizontais dos rebites às suas respectivas rigidezes ao cisalhamento:

$$\delta_1 = \frac{F_t^{(1)}}{k_{r,x}}; \quad \delta_2 = \frac{F_t^{(2)}}{k_{r,x}} \quad (3.3)$$

Considerando a rigidez axial das placas representada por $k_{p,x}$, as variações de comprimento no segmento B podem ser determinados da seguinte forma:

$$\Delta L_B^{(u)} = \frac{F_{bp,B}^{(u)}}{k_{p,x}} = \frac{(P - F_t^{(1)})}{k_{p,x}}; \quad \Delta L_B^{(l)} = \frac{F_t^{(1)}}{k_{p,x}} \quad (3.4)$$

onde os sobrescritos (u) e (l) referem-se às placas superior e inferior, respectivamente. Os deslocamentos dos rebites e as variações de comprimento das placas no segmento B devem ser compatíveis. Assim,

$$L_B + \Delta L_B^{(u)} = \delta_1 + (L_B + \Delta L_B^{(l)}) - \delta_2 \quad (3.5)$$

Substituindo as eq.(3.2), (3.3) e (3.4) na eq.(3.5), obtêm-se as seguintes relações:

$$F_t^{(1)} = F_t^{(3)} = f_t^{(1)} \cdot P; \quad F_t^{(2)} = f_t^{(2)} \cdot P \quad (3.6)$$

onde $f_t^{(1)} = f_t^{(3)} = \left(\frac{k_{r,x} + k_{p,x}}{2 \cdot k_{r,x} + 3 \cdot k_{p,x}} \right)$ e $f_t^{(2)} = \left(\frac{k_{p,x}}{2 \cdot k_{r,x} + 3 \cdot k_{p,x}} \right)$ representam os fatores de distribuição de cargas nas linhas 1 (igual a 3) e 2, respectivamente. A eq.(3.6) demonstra que as cargas transferidas na ligação são também dependentes da rigidez atribuída aos rebites. A

Figura 3.7 mostra esta relação graficamente. É fácil perceber que uma maior rigidez dos rebites é acompanhada de um aumento da carga transferida nas linhas extremas e uma redução na carga transmitida pelo rebite central (se $k_{r,x} \rightarrow \infty$, $f_t^{(1)} = f_t^{(3)} \rightarrow 1/2$ e $f_t^{(2)} \rightarrow 0$). Rebites mais flexíveis tendem a equalizar as cargas nas três linhas (se $k_{r,x} \rightarrow 0$, $f_t^{(1)} = f_t^{(2)} = f_t^{(3)} \rightarrow 1/3$).

Figura 3.7 - Fatores de transferências de cargas em função das rigidezes dos rebites e das placas conectadas em uma ligação com um plano de cisalhamento.

A determinação da transferência de cargas por meio da eq.(3.6) representa uma forma simplificada para estimar a transferência de cargas na ligação, mas ela não considera a contribuição da flexão das placas na estimativa da rigidez do rebite. Apesar disso, uma importante questão é identificada e pode ser generalizada para qualquer outro tipo de ligações com múltiplos rebites: a flexibilidade dos rebites é um fator importante para determinação da distribuição de cargas na ligação e pode ter influência significativa sobre os campos locais de deformações e tensões importantes para previsão do comportamento sob fadiga.

O cálculo preciso da rigidez da ligação depende de vários outros parâmetros não considerados no modelo descrito pela eq.(3.6), a exemplo de fenômenos como a inclinação dos rebites, deformação do furo, deslizamentos internos, rigidez de contato, entre outros (KOROLIJA, 2012). Estes fenômenos podem ser incorporados em uma análise de elementos finitos com capacidade para representar adequadamente a verdadeira geometria dos componentes, o pré-esforço nos rebites e todas as interações de contato.

3.5 ASPECTOS DA MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS

Apesar da análise por elementos finitos de estruturas complexas ser uma metodologia atualmente bastante disseminada em diversas áreas da engenharia, a modelagem tridimensional de ligações rebitadas de estruturas civis tem sido uma prática pouco explorada até então, provavelmente devido ao desuso deste tipo de conexão em novos projetos, gradativamente substituído nos últimos tempos pelas ligações soldadas e parafusadas, ou pelas dificuldades inerentes ao elevado custo computacional para representação de todos os fenômenos que ocorrem ao nível da ligação, a exemplo das interações de contato entre os vários componentes. Diferentes métodos podem ser usados na modelagem em elementos finitos, de modo a garantir que todos estes fenômenos sejam devidamente representados. As seções a seguir tratam de alguns aspectos deste tipo de modelagem, recorrendo aos principais procedimentos de análise que são utilizados nas aplicações deste trabalho.

3.5.1 *Modelagem do contato*

Um importante aspecto da simulação de ligações rebitadas é a modelagem das interações de contato entre os componentes conectados. Os problemas que envolvem este tipo de interação tendem a ser altamente não lineares, uma vez que a rigidez do sistema depende fortemente do estado de contato entre os corpos, o qual pode mudar repentinamente e introduzir descontinuidades severas ao longo da análise. A modelagem do contato deve ser capaz de garantir a transferência de forças normais compressivas e forças tangenciais de fricção, impedindo a interpenetração, mas não deve resistir às forças normais de tração que agem no sentido de afastar os corpos. Tais características fazem com que o problema do contato seja de difícil solução numérica e necessita de algoritmos especiais para evitar problemas de não convergência.

Muitos códigos gerais de elementos finitos dispõem de ferramentas robustas específicas para modelagem do contato, como é o caso do programa ABAQUS™ (DASSAULT SYSTÈMES, 2012), utilizado nas aplicações apresentadas nesta tese. Neste programa, o contato é simulado ora por meio de elementos unidirecionais definidos pelo usuário e conectados nó a nó (*gap elements*) ora por meio de superfícies de contato (*surface-based contact*). Por ser mais geral e adequada para modelagem do contato na presença de geometrias tridimensionais complexas, somente a segunda abordagem é utilizada nos desenvolvimentos deste trabalho.

Na abordagem baseada em superfícies, o contato é tratado como condições de contorno variáveis no tempo e é implementado através da imposição de restrições (*constraints*) que reconhecem as formas das superfícies que participam da interação, ao invés de admiti-las como um conjunto de nós que interagem entre si. Em ABAQUS™, há dois conjuntos de algoritmos que podem ser usados para implementação do contato entre superfícies: a formulação baseada em pares de superfície (*contact pairs*) e a formulação para contato geral (*general contact*). Na primeira formulação, o contato deve ser definido para cada par de superfícies individuais que podem efetivamente interagir entre si. Na segunda, a identificação das superfícies livres e a imposição dos contatos são feitas automaticamente para todos os corpos incluídos no modelo, sem a necessidade da definição prévia dos pares potenciais. Dessa maneira, o contato geral representa uma evolução do método dos pares de superfícies, desenvolvida para melhorar o uso e o desempenho, na tentativa concentrar os esforços de modelagem nos aspectos físicos do problema e reduzir as necessidades de controle manual dos algoritmos (DASSAULT SYSTÈMES, 2012). A implementação da modelagem baseada em superfícies, seja utilizando o método dos pares de contato ou a formulação de contato geral, envolve um conjunto de definições, as quais são esquematicamente mostradas na Figura 3.8.

Figura 3.8 - Aspectos da modelagem do contato baseado em superfícies.

A discretização define os tipos de entidades que realmente entrarão em contato e seleciona a maneira como os *constraints* são formados. Em ABAQUS™, duas técnicas podem ser utilizadas: nó-superfície (que inclui também o caso nó-borda) e superfície-superfície (esta modalidade inclui também os tipos borda-superfície e borda-borda). Na discretização nó-superfície, cada nó de um lado da interface (*slaves nodes*) faz contato individualmente com um conjunto de nós projetados na superfície oposta (*master surface*). O contato é estabelecido de modo a evitar a penetração dos nós "*slaves*" na superfície "*master*", mas permite a

penetração desta nos espaços existentes entre os nós "slaves", conforme mostrado na Figura 3.9. Uma possível consequência deste tipo de discretização é a concentração das pressões de contato ao redor dos nós "slaves", o que resulta em uma aparência descontínua do campo de tensões. Tal efeito é suavizado na discretização superfície-superfície, a qual força os *constraints* em um sentido médio sobre a região ao redor de cada nó "slave" e é mais eficiente para evitar interpenetrações. Diferentemente da discretização nó-superfície, a discretização superfície-superfície reconhece a forma de ambas as superfícies e tende a gerar resultados mais precisos. Por este motivo, este é o tipo de discretização adotado para as modelagens das ligações rebitadas apresentadas posteriormente.

Figura 3.9 - Discretização nó-superfície (DASSAULT SYSTÈMES, 2012)

Outro aspecto da modelagem do contato diz respeito à sua evolução ao longo da análise. Duas diferentes abordagens são disponíveis no código ABAQUS™. A formulação para pequenos deslizamentos é adequada para problemas onde movimentos relativos pouco expressivos são esperados entre as superfícies em contato. Esta abordagem tem efeito positivo sobre o tempo de processamento e melhora as taxas de convergência da solução. No entanto, para problemas que envolvem deslizamentos arbitrários, a formulação para deslizamentos finitos é mais adequada, permitindo a modelagem de comportamentos como rotações e separação entre os corpos. Por ser mais geral, a formulação para deslizamentos finitos tende a gerar resultados mais precisos, mas conduz a um maior custo computacional.

O modelo constitutivo interfacial expressa a relação física entre as superfícies, no que concerne ao comportamento normal e tangencial. Na direção normal, o contato é definido por uma relação pressão×interpenetração que pode ser do tipo "hard" ou "softened". No contato tipo "hard", nenhuma penetração é permitida e as pressões só são transmitidas a partir do

momento em que as superfícies se tocam. Também não permite a transferência de tensões de tração através da interface. Tal comportamento é ilustrado na Figura 3.10, onde os valores negativos de h representam a separação entre os corpos (contato aberto).

O contato tipo "*softened*" permite um comportamento viscoso da interface, onde forças de amortecimento atuam para se opor ao movimento das superfícies. Dessa maneira, pequenas pressões de contato podem ser transmitidas mesmo quando as superfícies ainda não se tocaram. Uma vez que este modelo é adequado para modelagem de problemas que envolvem a presença de fluidos amortecedores, ele não é abordado nas aplicações desta tese.

Figura 3.10 - Relação pressão de contato $\times$ interpenetração para o contato do tipo "*hard*".

Na direção tangencial, o modelo de fricção define o comportamento diante de forças resistentes ao movimento relativo das superfícies. O modelo fundamental de fricção é o modelo de Coulomb (ODEN; MARTINS, 1985), o qual assume que a relação entre a pressão normal, p , e as tensões tangenciais de contato, τ , é governada pelo coeficiente de fricção, μ , que permanece constante ao longo da análise. Quando a tensão equivalente de cisalhamento, τ_{eq} , atinge um valor crítico, τ_{crit} , os deslizamentos devem ocorrer. A tensão equivalente τ_{eq} é determinada pela resultante das tensões de cisalhamento nas duas direções tangenciais ortogonais da interface, τ_1 e τ_2 , conforme a seguinte relação:

$$\tau_{eq} = \sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2} \quad (3.7)$$

A tensão crítica que determina o início do deslizamento pode ser estabelecida conforme a eq.(3.8), onde τ_{max} , representa a tensão limite de cisalhamento introduzida para controlar situações onde as tensões de fricção de Coulomb ($\tau = \mu \cdot p$) excedem o limite de escoamento do material.

$$\tau_{cr} = \min \left(\tau = \mu \cdot p, \tau_{\max} = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \right) \quad (3.8)$$

O método de imposição das restrições (*constraint enforcement*) determina como o contato é forçado, de forma a garantir a solução numérica do modelo constitutivo interfacial normal e tangencial. Dependendo do método de imposição das restrições, a compatibilidade de deslocamentos é forçada para que a relação pressão×interpenetração seja rigorosamente ou aproximadamente satisfeita. Se o objetivo da análise é respeitar rigorosamente o modelo interfacial para o "*hard contact*", nenhuma penetração deve ser permitida e a compatibilidade é forçada introduzindo os "*constraints*" por meio de *Multiplicadores de Lagrange* (DASSAULT SYSTÈMES, 2012). Este é o procedimento usado no *Método Direto* disponível no código ABAQUS™. A utilização de *Multiplicadores de Lagrange* representa a inserção de graus de liberdade adicionais ao sistema de equações de equilíbrio da estrutura, o que pode aumentar significativamente o custo de processamento da análise. Além disso, a exigência de penetração nula pode fazer com que o estado do contato oscile bruscamente entre aberto e fechado, impondo dificuldades de convergência nos esquemas não-lineares de solução.

Como alternativa ao método direto, o *Método da Penalização* pode ser utilizado. Neste caso, os "*constraints*" são forçados introduzindo uma rigidez adicional, k_p , para obter uma aproximação do "*hard contact*", como mostrado na Figura 3.11. A rigidez de penalização (k_p) deve ser suficientemente elevada para evitar valores de penetração que comprometam a precisão da solução. No entanto, a presença de uma rigidez de penalização excessivamente elevada pode desacelerar ou impossibilitar a convergência, devido a problemas de mal-condicionamento da matriz de rigidez global (JESUS; SILVA; CORREIA, 2014), especialmente em regiões onde as condições de contato mudam. Teoricamente, o "*hard contact*" seria alcançado no modelo quando $k_p \rightarrow \infty$, mas isso implicaria em severas instabilidades numéricas que inviabilizariam a solução. Em situações práticas, sempre existirá algum grau de penetração que deve ser considerado aceitável caso a rigidez de penalização seja adequadamente escolhida. O código ABAQUS™ atribui valores de k_p de forma automática, com base nas rigidezes relativas dos elementos que se encontram nas vizinhanças da interface. O programa detecta automaticamente as condições ótimas que garantem simultaneamente boa convergência e precisão. No entanto, é possível aplicar fatores de escala para aumentar este parâmetro naquelas situações onde os níveis de penetração são considerados inaceitáveis.

Figura 3.11 - Aproximação do "hard contact" por meio do Método da Penalização.

Um terceiro método de imposição de "constraints" também é disponibilizado no código ABAQUS™. Trata-se do *Método Aumentado dos Multiplicadores de Lagrange*, que consiste em uma combinação entre o *Método da Penalização* e o *Método Direto*. O primeiro é usado nas interações iniciais e, uma vez que o equilíbrio é alcançado, a penetração é verificada comparando-a a uma certa tolerância pré-determinada. Se a verificação não é satisfeita, novas iterações são realizadas, com base na introdução de *Multiplicadores de Lagrange*, até que a tolerância seja alcançada, melhorando a precisão da estimativa. Os principais aspectos teóricos de cada um dos métodos descritos acima podem ser consultados em Wriggers (2006).

3.5.2 Modelagem do pré-esforço

A aplicação da carga devido ao pré-esforço em um modelo em elementos finitos desenvolvido no *software* ABAQUS™ pode ser realizada através da utilização de uma ferramenta nativa, a qual requer um determinado número de passos. São necessárias manipulações ao nível da geometria, tais como a criação de uma seção para definição da superfície de carregamento e a atribuição de uma direção para representar o eixo do conector. O pré-esforço é simulado submetendo esta seção a uma carga normal, que é alcançada através do ajuste no comprimento dos elementos subjacentes (DASSAULT SYSTÈMES, 2012), conforme esquema mostrado na Figura 3.12a.

O pré-esforço pode ser aplicado através de uma força ou deslocamento prescrito. Em todos os casos é possível controlar a magnitude da carga durante a análise, o que pode ser feito por meio de dois métodos. No primeiro, o ajuste inicial varia para manter o montante de carga constante. No segundo caso, o ajuste inicial se mantém inalterado, permitindo que o pré-esforço no conector varie conforme as solicitações na ligação. A fim de validar estas funcionalidades do programa, desenvolveu-se um modelo no qual um único rebite é

representado (Figura 3.12b). Para tal, o contato entre as superfícies é considerado através do algoritmo *Master-Slave* e do Método da Penalização para imposição dos *constraints*. É considerado tanto o comportamento normal (*hard contact*) quanto tangencial (modelo de *Coulomb*), bem como o algoritmo de evolução para deslizamentos finitos, por ser a formulação mais geral. Um coeficiente de fricção $\mu = 0.3$ é admitido e o módulo de elasticidade de 205.0 GPa é adotado tanto para o material do rebite quanto das placas. As condições de contorno e as malhas de elementos finitos utilizadas são mostradas na Figura 3.12b. Foram utilizados elementos sólidos hexaédricos de 8 nós (tipo C3D8R) com funções de interpolação lineares para modelagem das placas, e elementos sólidos tetraédricos de 4 nós (tipo C3D4), também lineares, para modelagem do rebite. Para todos os componentes, a densidade da malha foi escolhida de forma que as zonas de contato recebessem maior refinamento, especialmente na interface compartilhada pela cabeça do rebite e as placas. Devido à simetria do problema, apenas metade da conexão foi representada.

Figura 3.12 - Exemplo de simulação do pré-esforço: (a) Esquema representativo do ajuste inicial; (b) Modelo para avaliação dos métodos de aplicação do pré-esforço inicial.

A análise é realizada em duas etapas. Em um primeiro estágio o pré-esforço é aplicado para atingir o valor de 5.0 kN. Em seguida, deslocamentos verticais, δ , são aplicados na placa superior para simular tanto a compressão como a separação das placas (ver Figura 3.12b). A Figura 3.13 mostra a evolução do pré-esforço ao longo da análise considerando as duas metodologias descritas. Já a Figura 3.14 mostra as tensões de von Mises na ligação para ambos os casos, após a aplicação dos deslocamentos prescritos (2.0×10^{-2} mm e 4.0×10^{-3} mm para simular a compressão e separação das placas, respectivamente). Verifica-se que o método onde o ajuste de comprimento é realizado uma única vez na análise permite

representar situações mais fiéis à realidade, de forma que o pré-esforço possa aumentar ou diminuir conforme o carregamento da ligação. No caso que simula a separação das placas, verifica-se um menor nível de tensão no rebite quando o ajuste de comprimento é realizado continuamente durante a análise, a fim de manter constante o pré-esforço. Ressalta-se que, em casos onde as placas são tanto comprimidas na direção do plano quanto tracionadas por forças tangenciais, o ajuste variável tende a subestimar as tensões nas imediações das bordas dos furos, conforme ilustrado no caso em estudo.

Figura 3.13 - Variação do pré-esforço ao longo das análises.

Figura 3.14 - Tensões de von Mises considerando dois métodos para aplicação do pré-esforço.

3.5.3 Modelagem global dos rebites

A modelagem dos rebites é um aspecto importante para determinação da rigidez da ligação e transferência de carga. A forma mais adequada de representar a verdadeira rigidez destes componentes é através da modelagem explícita de suas geometrias e condições de contorno, o que pode ser feito recorrendo-se diretamente a elementos finitos sólidos, conforme mostrado no exemplo do item 3.5.2. No entanto, este é um procedimento que pode demandar elevado custo de processamento e inviabilizar a análise de modelos onde há um significativo número de rebites. Alternativamente, algumas práticas eficientes de modelagem têm sido empregadas na tentativa de reduzir o número de graus de liberdade do problema (GUNBRING, 2008; KOROLIJA, 2012; NTSB, 2008; TANLAK; SONMEZ; TALAY, 2011; YU, 2011, 2013). Tais procedimentos consistem basicamente em idealizar o fuste do rebite como vigas ou molas elásticas conectadas nó-a-nó, com componentes de rigidez equivalentes à do rebite real. A ligação do elemento de viga (ou mola) às placas deve ser realizada para que o efeito da distribuição de carga nas imediações da cabeça do rebite seja representado, o que pode ser feito por meio do uso de *constraints* que acoplam o movimento dos nós na região de influência ao movimento de um nó de referência na extremidade do fuste do rebite. O programa ABAQUS™ fornece um método prático para este tipo de modelagem, que emprega elementos conectores genéricos com acoplamentos de nós definidos nas suas extremidades (DASSAULT SYSTÈMES, 2012), conforme mostrado na Figura 3.15. Ao elemento conector pode ser atribuída uma matriz constitutiva com rigidezes acopladas (D_{ii}) ou desacopladas (D_{ij}), de acordo com as eq.(3.9) e (3.10), respectivamente. Esta matriz correlaciona as componentes de movimentos relativos (U_i), expressas em termos de translações e rotações, às forças ou momentos (F_i) que surgem no conector. A posição e movimento do segundo nó do elemento conector são referenciados ao sistema de coordenadas local, atribuído pelo usuário, e medidos relativamente ao primeiro nó para cada um dos seis graus de liberdade ($i, j = 1, 2, \dots, 6$).

$$F_i = D_{ii} \cdot U_i \quad (3.9)$$

$$F_i = \sum_j D_{ij} \cdot U_j \quad (3.10)$$

Figura 3.15 - Modelagem do rebite por meio de elemento conector e acoplamento distribuído.

A Figura 3.15 mostra o efeito da cabeça do rebite representado por um acoplamento de nós dentro de uma região de influência. O acoplamento fornece um conjunto *constraints* entre o nó de referência e os nós acoplados na área estabelecida por um raio de influência, tal que as resultantes das forças e momentos nos nós acoplados sejam iguais às forças e momentos que atuam no nó de referência. Estes *constraints* podem ser impostos de forma que o acoplamento seja rígido (*kinematic coupling*) ou distribuído (*distributing coupling*), onde eles são forçados em um sentido médio. Neste segundo caso, o controle de distribuição de cargas para os nós acoplados é determinado por meio de fatores de ponderação que, em ABAQUS™, são determinados automaticamente com base nas áreas de contribuição de cada nó acoplado, respeitando o raio de influência atribuído para a região de acoplamento (DASSAULT SYSTÈMES, 2012). O método de ponderação também permite que a distribuição de cargas nos nós acoplados decresça monotonicamente com a distância radial a partir do nó de referência, de modo a possibilitar uma variação suave dentro do raio de influência. Para este propósito, o *software* disponibiliza alguns métodos baseados em funções lineares, quadráticas ou cúbicas, dando ao usuário liberdade de escolha. Uma outra vantagem do método disponível em ABAQUS™ é a possibilidade de aplicação do conector sem que o ponto de referência precise coincidir com um nó da malha conectada e esta mesma funcionalidade se estende para os limites do acoplamento. Por este motivo, o método é classificado como independente de malha (*mesh-free fasteners*). Este recurso será testado em algumas aplicações abordadas nesta tese.

3.5.3.1 Rigidez do elemento conector

Aos elementos conectores, podem ser atribuídas tanto características de corpos rígidos quanto de corpos deformáveis. Embora o comportamento deformável seja o mais apropriado para simulação da realidade física do rebite, a simulação do conector com elementos rígidos tem sido uma prática empregada na literatura, em análises não-lineares para avaliação de estado limite último (LIAO; OKAZAKI, 2009; NTSB, 2008). Acredita-se que este tipo de modelagem não deva influenciar significativamente a resistência última da ligação, onde as falhas ocorrem geralmente devido ao escoamento generalizado de alguns de seus componentes, mas deve ter impacto visível em uma análise de fadiga, onde as solicitações em serviço são globalmente baixas e dependem das interações locais que ocorrem nas imediações dos rebites.

No entanto, a atribuição de um comportamento deformável para o rebite requer a determinação da rigidez do elemento conector, o que representa a maior dificuldade para aplicação do método, uma vez que ainda não se dispõe de formulações e resultados experimentais consolidados para estimar este parâmetro de forma generalizada e aplicável às ligações rebitadas com as características daquelas comumente utilizadas em estruturas de pontes. Uma simplificação do problema pode ser feita idealizando o elemento conector como uma viga elástica curta, assumindo que a falha não ocorre no rebite e que a rigidez deste possa ser admitida como uma constante (EKVALL, 1986; LIU; MAO; WEI, 2011; XIONG, 1996; YU, 2013). A Figura 3.16 mostra como esta idealização poderia ser representada para ligações rebitadas com um e dois planos de cisalhamento. As componentes de rigidez do elemento conector são determinadas por analogia a uma viga engastada em uma extremidade e com translação livre na outra e, para o caso de rigidezes desacopladas, sua matriz constitutiva pode ser calculada conforme eq.(3.11), a qual não considera o comportamento deformável para a resposta à rotação (componentes k_4 , k_5 e k_6).

$$D = \begin{bmatrix} k_1 & 0 & 0 \\ 0 & k_2 & 0 \\ 0 & 0 & k_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{H} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{H^3} + \alpha \frac{GA}{H} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{12EI}{H^3} + \alpha \frac{GA}{H} \end{bmatrix} \quad (3.11)$$

onde A e I representam a área e o momento de inércia da seção transversal do fuste do rebite, respectivamente; E e G são os módulos de elasticidade e de cisalhamento do material do rebite; α é o coeficiente de cisalhamento da seção (igual a $10/9$ para seção circular) e H é o comprimento do elemento conector.

É importante destacar que as rigidezes expressas na eq.(3.11) são adequadas para situações onde o rebite da ligação com um e dois planos de cisalhamento é representado, respectivamente, por um e dois elementos conectores, obedecendo o esquema ilustrado na Figura 3.16. Para uso nos modelos, se o fuste for dividido em mais segmentos, as rigidezes deverão ser calculadas de forma a permitir associações em série ou paralelo de acordo com o número de camadas e com os pontos de divisão da carga.

Figura 3.16 - Conectores modelados como vigas elásticas

3.6 EXEMPLO 1: ESTUDO PARAMÉTRICO DE UMA LIGAÇÃO COM MÚLTIPLOS REBITES

A fim de compreender a influência de alguns parâmetros envolvidos na modelagem de ligações rebitadas com múltiplos rebites, fez-se um estudo numérico para avaliar a sensibilidade da resposta local, em termos de fatores de intensidade de tensões, de uma ligação com uma trinca pré-existente. Optou-se por modelar uma ligação formada por apenas três rebites alinhados e um plano de cisalhamento entre as placas (ver Figuras 3.17 e 3.18) semelhante ao problema fundamental descrito na seção 3.4. A ligação consiste em duas placas com espessuras iguais de 15.24 mm e rebites com diâmetro de 24 mm. O exemplo foi escolhido para que o fluxo de forças através dos componentes fosse determinado precisamente, e representa uma situação típica encontrada em ligações rebitadas de estruturas

civis, onde os planos de aplicação das cargas nas placas são diferentes, mas os momentos que surgem devido a estas excentricidades são parcialmente restringidos. A condição de contorno para imposição desta situação é ilustrada na Figura 3.18, por intermédio de uma restrição da translação vertical (direção Y) nas faces longitudinais exteriores das placas de ligação. Também fez-se uso da simetria no plano longitudinal para modelar apenas metade da ligação e impor condições de contorno onde as translações transversais (direção Z) fossem impedidas em todos os pontos deste plano. A placa superior é engastada em uma de suas extremidades e o carregamento é aplicado por meio de uma pressão uniforme P_0 de 67 MPa, imposta na face transversal extrema da placa inferior. Todas as demais dimensões são esquematicamente mostradas na Figura 3.17.

Figura 3.17 - Geometria da ligação estudada.

Figura 3.18 - Modelo geométrico com identificação das linhas de rebite, condições de contorno, carregamento e seções para cômputo do fluxo de forças.

Como os rebites são obrigados a trabalhar sob cisalhamento unidirecional, esta é uma situação onde os efeitos dos parâmetros-alvo são mais controláveis quando comparado a um detalhe estrutural em escala real, com geometria e condições de carregamento mais complexas, onde momentos fletores secundários geralmente ocorrem. Portanto, o exemplo é usado como referência para testar alguns procedimentos de modelagem que serão aplicados, posteriormente, em modelos mais complexos.

A trinca pré-existente foi imposta na placa inferior e se inicia na borda do furo do rebite 1, com comprimento de 6,225 mm atribuído na direção normal ao carregamento (Figura 3.17). A extensão da trinca foi idealizada para ser igual a diferença entre o raio da cabeça do rebite e o raio do furo, com intuito de simular uma situação correspondente ao limiar de detecção característico de uma inspeção visual. O estudo foi realizado usando o *software* ABAQUS™ e a extração do FIT é realizada aplicando-se o método da Integral J, descrito no Capítulo 2.

3.6.1 Estudo da influência da malha e do tipo de elemento

Os rebites e as placas foram modelados com elementos sólidos tetraédricos e hexaédricos, respectivamente, cujas descrições encontram-se apresentadas na Tabela 3.3. Diferentes tipos de elementos e refinamentos de malhas foram testados através de quatro modelos distintos, descritos a seguir:

- i. Modelo CM (*coarse mesh*): malha de menor densidade; placa superior modelada com elementos C3D8R; placa inferior modelada com elementos C3D20R e rebites modelados com elementos C3D4;
- ii. Modelo ICM (*incompatible coarse mesh*): malha de menor densidade; placa superior modelada com elementos C3D8R; placa inferior modelada com transição entre malhas de elementos C3D20R na região ao redor da trinca e elementos C3D8R nas demais regiões; rebites modelados com elementos C3D4;
- iii. Modelo FM (*fine mesh*): malha de maior refinamento; placa superior modelada com elementos C3D8R; placa inferior modelada com elementos C3D20R; rebites modelados com elementos C3D4;
- iv. Modelo IFM (*incompatible fine mesh*): malha de maior refinamento; placa sem trinca modelada com elementos C3D8R; placa com trinca modelada com transição entre malhas de elementos C3D20R na região ao redor da trinca e elementos C3D8R nas demais regiões; rebites modelados com elementos C3D4.

Tabela 3.3 - Propriedades dos elementos utilizados na modelagem

Tipo de elemento	Forma	Interpolação	Número de nós	Número de pontos de integração
C3D4		linear	4	1
C3D8R**		linear	8	1
C3D20R*		quadrática	20	8

* Integração reduzida

** Integração reduzida com controle enriquecido do efeito *hourglass*

Além de avaliar o refinamento de malhas, um dos objetivos da simulação foi testar a influência do tipo de elemento finito, questão esta diretamente associada ao custo de processamento do modelo. Elementos hexaédricos quadráticos de 20 nós (C3D20R) são significativamente mais custosos comparados à sua versão linear de 8 nós (C3D8R). No entanto, a determinação precisa dos fatores de intensidade de tensão no fronte da trinca requer o uso de elementos quadráticos colapsados, na tentativa de simular a singularidade no campo de tensões. Por este motivo, foram desenvolvidos os modelos ICM e IFM, nos quais os elementos de segunda ordem são dispostos em um volume limitado a uma região no entorno da trinca e os elementos de primeira ordem são usados nas demais regiões. A continuidade do campo de deslocamento entre as malhas dissimilares é garantida pela imposição de *tie constraints* (restrições que não permitem qualquer movimento relativo) para conectar o nós livres existentes nos centros das arestas dos elementos C3D20R (ver Figura 3.19).

Figura 3.19 - Acoplamento entre elementos hexaédricos lineares e quadráticos

A escolha de elementos com integração reduzida também é um procedimento que pode ter significativo impacto na economia de tempo, uma vez que usa integração de baixa ordem para montar a matriz de rigidez (DASSAULT SYSTÈMES, 2012). Os elementos C3D8R e

C3D20R possuem tal recurso e, por esta razão, são utilizados na modelagem da ligação. No entanto, a integração reduzida quando aplicada a elementos de primeira ordem, a exemplo do elemento C3D8R, pode gerar distorções espúrias na malha, conhecidas como efeito *hourglass* (BELYTSCHKO et al., 1984). O *software* ABAQUS™ dispõe de ferramentas para estabilização e controle desse efeito, os quais são ativados sempre que o elemento C3D8R é usado durante a análise da ligação em estudo.

As malhas e tipos de elementos usados em todos os componentes da ligação são esquematicamente mostrados nas Figuras 3.20 a 3.23. Já a Tabela 3.4 apresenta as dimensões de cada modelo, em termos de quantidades de elementos e de nós. As simulações iniciais foram realizadas considerando o pré-esforço $\sigma_{\text{clamp}} = 120$ MPa aplicado igualmente nos três rebites e analisado em uma primeira etapa. A magnitude do pré-esforço foi estabelecida recorrendo-se ao método do ajuste inicial constante (descrito na seção 3.5.2), o qual mantém a força inalterada ao longo da análise. Na segunda etapa, o carregamento P_0 é ativado gradualmente até atingir o valor de 67 MPa. O contato entre as superfícies é considerado por meio do algoritmo *Master-Slave* e do Método da Penalização, admitindo tanto o comportamento normal (*hard contact*) quanto tangencial (modelo de *Coulomb*) para deslizamentos finitos. O coeficiente de atrito $\mu = 0,3$ e o módulo de elasticidade de 205,0 GPa são adotados durante a avaliação. Os custos computacionais relativos resultantes das simulações dos quatro modelos são também apresentados na Tabela 3.4. Os fatores de intensidade de tensões (K_I , K_{II} e K_{III}) e as diferenças relativas nas estimativa de K_I , calculados em cada ponto do fronte da trinca, conforme definições ilustradas na Figura 3.22a, são mostrados na Figura 3.24. Resultados em termos de campos de tensões e pressões de contato são apresentados nas Figuras 3.25 a 3.27.

Figura 3.20 - Malhas e tipos de elementos atribuídos à placa superior

Figura 3.21 - Malhas e tipos de elementos atribuídos à placa inferior

Figura 3.22 - (a) Definição do frente da trinca; (b) discretização ao longo da espessura e detalhes da malha

Figura 3.23 - Malhas tetraédricas atribuídas aos rebites

Tabela 3.4 - Dimensões dos modelos e custos computacionais relativos.

Modelo	Número de elementos			Número total de elementos	Número total de nós	Tempo de CPU relativo*
	C3D4	C3D8R	C3D20R			
CM	3326	1023	5152	9501	27005	0,25
ICM		4201	1974		15873	0,14
FM	10267	1972	13797	26036	68479	1,00**
IFM		12367	3402		33445	0,32

* Computador com processador Intel® Core™ i7-3537U, 2,00 GHz, 8GB RAM e execução paralela (*thread-based parallelization*) com 3 núcleos e 90% de memória disponível para análise.

** Tempo de CPU absoluto igual a 14.879 minutos.

Figura 3.24 - (a) Fatores de intensidade de tensões ao longo do frente da fenda; (b) Diferenças relativas na estimativa de K_I tomando-se como referência o modelo FM; ($\mu = 0,3$ e $\sigma_{\text{clamp}} = 120$ MPa).

Os valores do FIT expressos graficamente na Figura 3.24 são determinados pela média dos resultados do segundo e terceiro contornos da integral J em cada ponto do frente da trinca. Os valores extraídos podem ser considerados suficientemente precisos, uma vez que diferenças desprezíveis foram notadas comparando-se resultados calculados em diferentes contornos, o que demonstra a propriedade de independência da integral J em relação ao domínio de integração.

Os resultados sugerem que a existência da região com malhas não conformes tem efeito desprezível sobre os valores do FIT. Algumas descontinuidades nos campos de tensões foram percebidas somente próximo à transição entre os elementos quadráticos e lineares. O uso dos elementos quadráticos somente nas imediações do frente da trinca (modelo IFM) foi um recurso que reduziu sobremaneira o custo computacional sem comprometer a precisão das estimativas do FIT quando uma malha suficientemente fina foi escolhida. Neste caso, a redução do tempo de simulação foi de até 68% em relação ao modelo de referência. As

diferenças entre as estimativas de K_I obtidas a partir dos modelos com malhas grosseiras (CM e ICM), em relação ao modelo tomado como referência (FM), variaram entre 0.2% e 11% ao longo do fronte da fenda, o que permite concluir que a resposta local é predominante mais sensível à variação da malha do que ao tipo de elemento.

Figura 3.25 - Tensões de Von Mises (em Pa) - vista XY. ($\mu = 0,3$ e $\sigma_{\text{clamp}} = 120$ MPa).

Figura 3.26 - Tensões de Von Mises (em Pa) na região da trinca- vista XZ. ($\mu = 0,3$ e $\sigma_{\text{clamp}} = 120$ MPa).

Figura 3.27 - Pressões de contato (em Pa) nas bordas dos furos - vista XY. ($\mu = 0,3$ e $\sigma_{\text{clamp}} = 120$ MPa).

Uma importante característica detectada durante as simulações está relacionada à distribuição não-uniforme de pressões de contato normal ao longo da espessura do furo e às tensões friccionais de contato entre as placas. Ambas alteram de forma significativa os valores do FIT ao longo da espessura da placa. Para uma simulação do modelo IFM com $\mu = 0,3$ e $\sigma_{\text{clamp}} = 120$ MPa as diferenças de K_I ao longo da espessura da placa chegam a ser de até 87%.

3.6.2 Estudo da influência do algoritmo de contato

Diferentes formulações do contato foram testadas para avaliar o desempenho do modelo relativamente ao custo de processamento e à precisão das estimativas do FIT. Um total de quatro simulações foram realizadas baseadas nos modelos FM e IFM, conforme descrito na Tabela 3.5. Os comportamentos normal e tangencial foram admitidos considerando o coeficiente de atrito de 0,3 e o pré-esforço $\sigma_{\text{clamp}} = 120$ MPa em cada rebite. Os valores de K_I computados ao longo do fronte da trinca (Figura 3.28) mostraram-se insensíveis ao método de imposição dos *constraints*. Conforme esperado, o *Método Aumentado dos Multiplicadores de Lagrange*, aplicado ao comportamento normal, conduziu a um acréscimo razoável no custo da análise quando comparado aos resultados com o *Método da Penalização*.

Os valores de K_I também não foram afetados pelo aumento da rigidez de penalização, representado por meio do fator de escala PSF (*penalty scale factor*), conforme mostrado na Figura 3.29a. O aumento do custo de processamento devido ao escalamento do PSF em várias ordens de grandeza (Figura 3.29b) está associado à introdução de *Multiplicadores de Lagrange* que são ativados automaticamente pelo *software* ABAQUS™ para evitar problemas de convergência sempre que a rigidez de penalização é alterada em relação ao seu valor padrão. Dessa forma, pode-se concluir que a rigidez padrão calculada pelo *software* conduz a resultados suficientemente precisos para o propósito do problema. Tais parâmetros podem ser usados confiavelmente em situações onde as pressões de contato não são muito elevadas, a exemplo de problemas que envolvam carregamentos em serviço. Devido à melhor eficiência computacional, o *Método da Penalização* é a opção mais atrativa para o modelo e será usado nas próximas etapas de análises.

Tabela 3.5 - Influência das formulações de contato nos custos das análises do modelo IFM.

Abordagem	Método de imposição dos <i>constraints</i>		Modelo	Simulação	Tempo de CPU*
	Normal	Tangencial			
Deslizamentos finitos	Penalização	Penalização	FM	01	1.00**
	Lagrange Aumentado		FM	02	1.19
	Penalização		IFM	03	0.32
	Lagrange Aumentado		IFM	04	0.41

* Computador com processador Intel® Core™ i7-3537U, 2,00 GHz, 8GB RAM e execução paralela (*thread-based parallelization*) com 3 núcleos e 90% de memória disponível para análise.

** Tempo de CPU absoluto igual a 14.879 minutos.

Figura 3.28 - Fatores de intensidade de tensões K_I ao longo do frente da fenda determinados a partir de diferentes formulações de contato (modelo IFM, $\mu = 0,3$ e $\sigma_{\text{clamp}} = 120$ MPa).

Figura 3.29 - (a) Fatores de intensidade de tensões K_I ao longo do frente da fenda determinados no modelo IFM considerando diferentes rigidezes de penalização; (b) Custo computacional em função da rigidez de penalização (modelo IFM, simulação 03, $\mu = 0,3$ e $\sigma_{\text{clamp}} = 120$ MPa).

3.6.3 Resistência ao deslizamento

O estudo do comportamento carga×deslizamento é útil para compreender os mecanismos internos de transferência de esforços e quantificar a resistência friccional da ligação. Diferentes estágios podem ser capturados incrementando-se gradualmente a carga externa até que deslizamentos internos ocorram e os rebites passem a trabalhar transferindo carga essencialmente por intermédio de pressões de suporte sobre a borda do furo. Anterior ao deslizamento, as forças de atrito são predominantes e a ligação exibe seu melhor desempenho à fadiga, devido ao efeito benéfico das tensões compressivas impostas pela cabeça do rebite na zona de contato com as placas. Este efeito é dependente do nível de pré-esforço do rebite e do coeficiente de fricção entre os componentes, tendo como consequência o alívio dos campos de tensões locais devido à imposição de forças resistivas à deformação do furo.

Teoricamente, a magnitude da carga para a qual se inicia o maior deslizamento interno da ligação pode ser determinada por uma variação da Lei de Coulomb, de acordo com a seguinte expressão (KULAK; FISHER; STRUIK, 2001):

$$P_{slip} = \mu \cdot m \cdot \sum_{i=1}^n T_i \quad (3.12)$$

onde P_{slip} é a carga correspondente ao maior deslizamento da ligação; μ é o coeficiente de fricção; m e n são, respectivamente, o número de planos de deslizamento e o número de rebites da ligação; e T é o pré-esforço aplicado igualmente em cada parafuso existente na conexão.

A fim de validar a correta aplicação do modelo constitutivo interfacial usado na definição do algoritmo de contato, bem como as estimativas da carga de deslizamento determinada por meio da eq.(3.12), fez-se uma avaliação baseada no modelo IFM, onde a carga externa P foi incrementada gradualmente até atingir seu valor P_0 . O estado do contato na interface entre as placas, em diferentes estágios do carregamento, é ilustrado na Figura 3.30a. Os primeiros sinais de deslizamento na ligação ocorrem nos rebites extremos quando a carga P atinge 50% da carga final P_0 , valor este praticamente coincidente ao estimado pela eq.(3.12) quando $m=1$, $n=3$, $\mu=0,3$ e $T = \sigma_{clamp} \cdot A_{rivet} = 26,721 \text{ kN}$. Na medida em que o carregamento é aumentado, deslizamentos tendem a ocorrer na zona central quando a razão P/P_0 atinge o valor de 70%. Uma outra característica observada é que ao final da fase de aplicação do pré-

esforço, os contatos entre as placas tendem a se concentrar somente nas zonas em torno dos rebites e permanecem com estado aberto nas demais regiões. Através das relações carga $\times$ deslizamento exibida na Figura 3.30b é possível identificar precisamente o nível de carregamento externo para o qual o deslizamento ocorre. Este comportamento também é facilmente observado quando as tensões friccionais de cisalhamento são computadas em três pontos distintos (A', B' e C'), localizados no entorno dos furos, de acordo com as curvas exibidas na Figura 3.31, as quais validam a Lei de Coulomb para o caso em estudo.

Figura 3.30 - (a) Estado do contato na interface entre as placas em diferentes níveis do carregamento externo;
(b) Carga externa $\times$ deslizamento (modelo IFM, $\mu = 0,3$ e $\sigma_{clamp} = 120$ MPa)

Figura 3.31 - Tensões friccionais de cisalhamento nos pontos A', B' e C'
(modelo IFM, $\mu = 0,3$ e $\sigma_{clamp} = 120$ MPa)

O estudo validou o método de aplicação do pré-esforço, embora este não consiga simular adequadamente as tensões residuais geradas pelo processo de conformação a quente dos rebites. Verificou-se também que o comportamento não-linear foi detectado para valores muito pequenos de deslocamentos relativos (aproximadamente de 0,045 mm para a simulação com $\mu = 0,3$ e $\sigma_{\text{clamp}} = 120$ MPa) entre as placas. A razão para este comportamento é que as ligações rebitadas tendem a apresentar uma menor ou nenhuma folga entre o fuste do conector e a borda do furo comparadas às ligações parafusadas. Esta ausência de espaço faz com que os deslizamentos não sejam nitidamente percebidos através de um "salto" nas amplitudes dos deslocamentos relativos. No caso de ligações parafusadas, a diferença entre o diâmetro do furo e o diâmetro do parafuso é usualmente da ordem de 3 mm, o que corresponde ao máximo deslizamento esperado para a conexão.

3.6.4 Estudo da influência do pré-esforço e do coeficiente de fricção

As influências do pré-esforço e do coeficiente de fricção sobre K_I , calculado no ponto P do fronte da trinca, estão representadas nas Figuras 3.32a e 3.32b, respectivamente. Em todos os casos, os valores para estes dois parâmetros foram atribuídos de acordo com as faixas de magnitudes documentadas na literatura, e cuja descrição se encontra apresentada nas seções 3.2 e 3.3. Na Figura 3.32 também são destacados, de forma aproximada, os pontos de mudança de inclinação da relação carga $\times K_I$, os quais apresentam boa concordância com as estimativas obtidas a partir da eq.(3.12) para as cargas de deslizamentos (Tabela 3.6).

Figura 3.32 - Influência do (a) pré-esforço e (b) coeficiente de fricção sobre os valores de K_I no ponto P, para diferentes níveis do carregamento externo (modelo IFM).

Na Figura 3.33a e 3.33b, as influências do pré-esforço e do coeficiente de fricção são também demonstradas para os fatores de intensidade de tensões em modos II e III. Como esperado, os resultados demonstram a predominância do modo I de sollicitação da trinca.

Figura 3.33 - Influência do pré-esforço e coeficiente de fricção sobre os valores de K_{II} e K_{III} no ponto P, para diferentes níveis do carregamento externo (modelo IFM)

Tabela 3.6 - Razões de carga computadas no início do maior deslizamento da ligação

Procedimento:	Modelo EF (Figura 3.32)	eq.(3.12)
Razão de carga:	P/P_0	P_{slip}/P_0
Pré-esforço (σ_{clamp})	30 MPa	0.1
	60 MPa	0.2
	120 MPa	0.5
	160 MPa	0.6
	200 MPa	0.7
Coeficiente de fricção (μ)	0.15	0.2
	0.20	0.3
	0.30	0.5
	0.40	0.6
	0.50	0.7

O estudo mostra que o coeficiente de atrito e o pré-esforço nos rebites têm significativa influência no FIT ao longo do fronte da trinca quando são consideradas faixas de magnitudes usualmente reportadas na literatura para estes parâmetros e tipo de ligação. O efeito dos deslizamentos sobre os campos locais de tensões é nitidamente percebido através de uma maior inclinação das curvas carga×FIT. Em todos os casos, verifica-se que a transferência de forças por atrito gera efeito benéfico, especialmente antes da ocorrência do deslizamento entre as placas. Após o maior deslizamento da ligação, parte do carregamento é transferida através de tensões de suporte, e uma redução na inclinação da curva ocorre, resultando em maiores variações dos fatores de intensidade de tensões para os mesmos incrementos de carregamento. Valores mais baixos do pré-esforço e/ou coeficiente de fricção conduzem a movimentos

relativos mais graduais, de forma que as cargas de deslizamentos não são claramente identificadas nas curvas de deslizamento da ligação. Este efeito se deve aos pequenos deslizamentos que se acumulam na medida em que o carregamento é incrementado, o que se reflete em uma suavização da curva carga $\times$ K_I. Os valores do FIT e, conseqüentemente, da vida à fadiga são sensíveis à existência do contato entre os componentes da ligação. Dessa maneira, melhores previsões só poderão ser alcançadas caso a modelagem numérica represente adequadamente tais interações.

3.6.5 Verificação da sensibilidade ao comprimento da trinca

A influência das interações tangenciais de contato mostrou ser relevante sobre as estimativas do FIT quando a trinca possui comprimento da ordem da diferença entre o diâmetro da cabeça do rebite e o diâmetro do furo. No entanto, é intuitivo pensar que tal influência seja minimizada na medida que a trinca cresce e seu fronte se afasta da zona de influência do rebite. A fim de testar esta hipótese, fez-se uma simulação com o modelo IFM onde o comprimento da trinca foi aumentado em até 4 vezes em relação ao seu valor inicial, conforme mostrado na Figura 3.34. Os resultados, expressos por meio da curva carga $\times$ K_I, são apresentados na Figura 3.35 para simulações com $\mu = 0,3$ e $\sigma_{\text{clamp}} = 120$ MPa. Pode-se verificar que os valores do FIT continuam sensíveis às interações tangenciais mesmo quando o fronte da trinca se encontra razoavelmente distante da zona onde as tensões friccionais são transmitidas. Este comportamento mostra a necessidade da modelagem adequada do contato tangencial quando o pré-esforço está presente. Dessa maneira, desaconselha-se o uso de práticas de modelagem onde este efeito não é considerado, como aquelas que simulam o pré-esforço por meio de cargas normais distribuídas em um anel ao redor do furo.

Figura 3.34 - Campo de tensões de von Mises para diferentes configurações da trinca: (a) $a = 6.225$ mm; (b) $a = 24.9$ mm (modelo IFM, $\mu = 0.3$ e $\sigma_{\text{clamp}} = 120$ MPa).

Figura 3.35 - Relação carga $\times K_I$ no ponto P, para diferentes comprimentos da trinca (modelo IFM, $\mu = 0.3$ e $\sigma_{\text{clamp}} = 120$ MPa).

3.6.6 Estudo da transferência de cargas

Os mecanismos de transferência de carga também foram investigados no modelo IFM com trinca de comprimento $a = 6,225$ mm. O objetivo do estudo foi implementar um procedimento para extrair a parcela de carga transferida em cada linha de rebite com base na integração dos campos de tensões em seções pré-determinadas (para o caso dado, seções 1,2,e 3). As cargas transferidas, F_t , são determinadas para cada fração P do carregamento externo, na tentativa de avaliar sua evolução ao longo da análise. Os valores de F_t são obtidos pela diferença entre as forças resultantes, F_{bp} , avaliadas na direção do carregamento em duas seções adjacentes, conforme procedimento descrito na seção 3.4. Os resultados para a simulação com $\mu = 0,3$ e $\sigma_{\text{clamp}} = 120$ MPa são apresentados na Figura 3.36 e indicam que as cargas transferidas pelos rebites 1 e 3 correspondem a aproximadamente 36.5% da carga aplicada.

A análise dos gráficos permite constatar que a razão entre a carga transferida em cada rebite e o carregamento externo se mantém constante mesmo após o deslizamento, que ocorre quando $P/P_0 = 0,5$. Também é possível verificar que a presença da trinca não altera esta relação, uma vez que as cargas transferidas pelos rebites 1 e 3 são praticamente coincidentes. Baseado no fato de que a transferência de carga na ligação é controlada pela rigidez do rebite, conclui-se que este parâmetro pode ser assumido como uma constante que independe da magnitude do carregamento em serviço. Como consequência da *Lei de Coulomb* para modelagem do contato tangencial, ao se incrementar o carregamento externo, as forças de atrito tendem a permanecer

praticamente constantes após o deslizamento, e somente as forças de suporte do conector sobre a borda do furo contribuem para a carga transferida.

A invariância razão F_t/P indica que, caso haja um aumento nas forças de fricção, devido ao aumento do coeficiente de atrito e/ou do pré-esforço, haverá sempre uma redução das forças de suporte do conector sobre a superfície da borda do furo, de modo a manter constante a carga total transferida.

Figura 3.36 - (a) Carga externa x forças remanescentes; (b) Carga externa x forças transferidas

(modelo IFM, $\mu = 0,3$ e $\sigma_{clamp} = 120$ MPa).

3.6.6.1 Avaliação da influência da rigidez do rebite sobre a transferência de cargas

A fim de avaliar como a rigidez do rebite altera a relação F_t/P_0 , fez-se uma análise de sensibilidade onde este parâmetro foi modificado com relação a um valor de referência. O estudo foi realizado considerando que a rigidez do rebite em cada grau de liberdade i é

proporcional ao módulo de elasticidade do aço (E) usado no conector, de acordo com a seguinte relação:

$$k_r^i = \beta \cdot E \quad (3.13)$$

onde β é uma constante que depende, entre outras variáveis, do comprimento efetivo (*grip length*), diâmetro e tipo do rebite, das dimensões e material das placas e do tipo de ligação. Dessa forma, a rigidez do rebite é avaliada variando-se diretamente o módulo de elasticidade do material por um fator $\alpha_r = k_r^i / k_{r,ref}^i$, onde $k_{r,ref}$ representa a rigidez de referência tomada quando $E = 210 \text{ GPa}$ ($\alpha_r = 1,0$). Os resultados dessa avaliação são mostrados na Figura 3.37, para simulações com níveis de pré-esforço de 0, 30 e 120 MPa.

Figura 3.37 - (a) Forças transferidas e (b) diferenças relativas em função da rigidez dos rebites (modelo IFM, $\mu = 0,3$).

A partir da análise da Figura 3.37, as seguintes constatações podem ser feitas:

- i. A mudança da rigidez dos rebites, em relação ao modelo de referência, não influencia significativamente as cargas transferidas nas linhas extremas para valores de α_r entre 0,1 e 5,0, independente do pré-esforço. Neste intervalo, as diferenças nas cargas transferidas pelos rebites 1 e 3 são inferiores a 6%;
- ii. Ao se atribuir uma rigidez 100 vezes maior em relação ao modelo de referência, as diferenças nas cargas transferidas pelos rebites 1 e 3 não chegam a ser superiores a 7% daquelas associadas à rigidez de referência, considerando todos os cenários avaliados;
- iii. Para um dado valor de rigidez dos rebites não muito distante daquele verificado no modelo de referência ($0,1 \leq \alpha_r \leq 5,0$), as flutuações que ocorrem na carga transferida são consideradas toleráveis, o que permite concluir que o uso de um modelo com uma rigidez fixa para os conectores, cujo valor se encontre na faixa mencionada, conduz a resultados, em termos de cargas transferidas, com aceitável precisão independente do pré-esforço, quando este varia na faixa entre 0 e 120 MPa.

As hipóteses acima apresentadas justificam a utilização de técnicas simplificadas de modelagem, onde os rebites são representados por elementos conectores ligados às placas através de *constraints (discrete fasteners)*, o que reduz sobremaneira o custo de processamento da análise, especialmente em situações caracterizadas pela existência de um número muito elevado de graus de liberdade. Nestes casos, o conector deve apresentar razoável rigidez, a qual permita uma deformabilidade global comparada à do modelo com rebites representados explicitamente.

3.6.6.2 Avaliação da influência da rigidez do rebite sobre o FIT

A influência da rigidez do rebite sobre as estimativas do FIT também foi avaliada com base no modelo IFM com trinca de comprimento $a = 6,225$ mm e coeficiente de fricção $\mu = 0,3$. Na Figura 3.38a apresentam-se os resultados da análise em termos dos valores de K_I , K_{II} e K_{III} no ponto P, calculados para diferentes níveis de pré-esforço nos rebites ($\sigma_{\text{clamp}} = 0, 30$ e 120 MPa). As diferenças nas previsões do FIT em relação ao modelo de referência são mostradas Figura 3.38b.

Figura 3.38 - (a) Fatores de intensidades de tensões no ponto P e (b) diferenças relativas em função da rigidez dos rebites (modelo IFM, $\mu = 0,3$).

Os resultados mostram que, para valores de α_r entre 0,05 e 5,0, diferenças inferiores a 5,5% em relação ao modelo de referência são verificadas no FIT (modo I) para tensões de pré-esforço de até 120 MPa. Com α_r variando entre 0,05 e 100, verificam-se situações onde as diferenças no FIT, em relação ao modelo de referência, chegam até 8,6% considerando todos os cenários estudados. Com base nestes resultados pode-se concluir que a carga transferida, a qual depende da rigidez dos conectores, pode ter influência razoável nas estimativas do FIT, o que se reflete diretamente na qualidade das previsões de vida à fadiga. Portanto, uma calibração dos valores de rigidez dos conectores em modelos com múltiplas linhas é sempre recomendada quando a modelagem explícita do conector não for possível.

As respostas do modelo 3D foram também comparadas com as obtidas a partir de uma solução semi-analítica 2D. Como o modelo em elementos finitos determina os fatores de intensidade de tensões em cada nó do fronte da trinca, as comparações com a solução analítica foram realizadas com base nos valores extremos de K_I ($K_{I,\min}$ e $K_{I,\max}$) e nos valores médios ($K_{I,av}$) ao longo do fronte, os quais são calculados de acordo com a seguinte expressão (PALMBERG, 2001):

$$K_{I,av} = \sqrt{\frac{K_{I,1}^2 \cdot (y_2 - y_1) + \sum_{i=2}^{m-1} K_{I,i}^2 \cdot (y_{i+1} - y_{i-1}) + K_{I,m}^2 \cdot (y_m - y_{m-1})}{2 \cdot t}} \quad (3.14)$$

onde m é o número de nós do fronte da trinca, t é a espessura da placa onde a fenda existe e y é a coordenada local na direção do fronte da trinca.

A solução semi-analítica 2D tomada para fins de comparação é determinada através dos Métodos da *Subreposição* e da *Composição* (descritos em BOMBARDIER e LIAO, 2010), para uma placa com furo central e duas trincas simétricas diametralmente opostas na direção normal ao carregamento, conforme esquema mostrado na Figura 3.39a. Os fatores de correção devido às geometrias da trinca e da placa foram determinados adaptando a formulação de Bombardier e Liao (2010), que apresentam um método mais geral para representar furos não centrais na presença de flexão no plano. Para o caso em estudo, os valores de K_I são determinados por intermédios das seguintes equações:

$$K_I = \sigma_n \cdot [(\beta^B - \beta^A) \cdot f_T + \beta^A] \cdot \sqrt{\pi \cdot a} \quad (3.15)$$

$$\beta^A = \left[\frac{1}{0.539 + 1.93 \cdot \left(\frac{a}{r}\right) + 2 \cdot \left(\frac{a}{r}\right)^2} + \frac{a + 1.5 \cdot r}{a + r} \right] \cdot \sqrt{\sec \left[\frac{\pi \cdot (a + r)}{w} \right]} \cdot \sqrt{\sec \left[\frac{\pi \cdot r}{w} \right]} \quad (3.16)$$

$$\beta^B = \frac{\beta^A}{2} \cdot \left[1 + \frac{\exp \left[0.15 \cdot (\rho^2 - 1) \right]}{\sin \left[\frac{\pi \cdot (a + r)}{w} \right]} \right] \quad (3.17)$$

$$\rho = \frac{a}{a + r} \quad (3.18)$$

onde,

a , r , w e t são, respectivamente, o comprimento da trinca, o raio do furo, a largura e a espessura da placa (Figura 3.39a);

$f_t = \frac{F_t}{P_0}$ representa o fator de distribuição da carga externa, P_0 , sendo F_t a carga transferida

pelo conector;

$\sigma_n = \frac{P_0}{w \cdot t} = \sigma_{bp} + \sigma'_{br}$ é a tensão nominal aplicada na seção bruta;

σ_{bp} representa a tensão remanescente (*bypassing stress*) e $\sigma'_{br} = F_t / w \cdot t$ é a tensão devido à carga transferida pelo conector aplicada na seção bruta.

Uma vez que a eq.(3.15) considera que toda a carga é transferida através de pressões de contato do conector sobre a superfície da borda do furo, $\sigma_{br} = F_t / 2 \cdot r \cdot t$ (*bearing stress*), e negligencia o efeito de transferência por atrito, os resultados obtidos por meio da solução analítica são comparados apenas com aqueles advindos do modelo em elementos finitos onde o pré-esforço não é simulado. Os fatores de transferência de carga, f_t , utilizados na eq.(3.15) foram determinados a partir do modelo em elementos finitos;

Figura 3.39 - (a) Trinca diametral em uma placa finita com furo carregado (b) Comparação entre as estimativas do FIT considerando uma solução analítica e os resultados do modelo em elementos finitos (simulações com $\mu = 0,3$ e $\sigma_{clamp} = 0$).

Os resultados expressos na Figura 3.39b mostram que a solução semi-analítica praticamente não sofre influência das cargas transferidas determinadas a partir dos fatores de transferência de cargas obtidos com base no modelo em elementos finitos. A razão para este comportamento relaciona-se ao fato de que a eq.(3.15) não considera a mudança de rigidez da ligação devido ao aumento de rigidez dos conectores, ao contrário do que ocorre no modelo 3D, onde este efeito é visível (ver Figura 3.40).

O modelo em elementos finitos mostra que os fatores de intensidade de tensão variam ao longo da espessura devido à distribuição não uniforme das forças de contato na borda do furo, o que é negligenciado na solução analítica. No entanto, mesmo sendo uma simplificação, as diferenças obtidas considerando o valor máximo do FIT são de apenas 4.25 % ao se comparar o resultado da solução analítica e do modelo 3D de referência. Tais disparidades tendem a aumentar para valores mais elevados de α_r .

Figura 3.40 - Deslocamentos extremos em função da rigidez dos conectores.

3.7 EXEMPLO 2: MODELAGEM GLOBAL DOS CONECTORES COM O USO DE "DISCRETE FASTENERS"

Em geral, a modelagem explícita dos rebites por meio de elementos sólidos exige elevado custo computacional, especialmente quando há um grande número de conectores, como ocorre na maioria das situações práticas. A idealização do rebite através de elementos de viga parece ser uma alternativa viável quando o objetivo da análise é a determinação da distribuição de cargas na ligação, mas requer cuidados especiais quando aplicados em conjunto com elementos sólidos, onde os graus de liberdade rotacionais são ausentes. Dessa

maneira, para que o efeito da cabeça do rebite seja representado, é necessário acoplar um conjunto de nós no raio de influência do rebite, de tal forma que alguma resistência à rotação do rebite seja capturada. Baseado neste método, o programa ABAQUS™ disponibiliza o recurso "*discrete fastener*" para modelagem simplificada dos rebites por meio de elementos conectores rígidos ou flexíveis, conforme descrito na seção 3.5.3. A fim de testar as funcionalidades desta metodologia, foi desenvolvido um estudo numérico onde uma ligação rebitada com múltiplas linhas de rebites foi simulada.

A ligação consiste em um perfil "I" conectado a duas placas *gusset* paralelas e engastadas, conforme esquema mostrado na Figura 3.41a. Entre as placas *gusset* e as mesas do perfil "I" são dispostas placas de preenchimento de espessura $t = 3.2$ mm, na tentativa de simular uma situação tipicamente encontrada em ligações de pontes. Na extremidade livre do perfil é aplicada uma carga estática associada a uma tensão $P = 50$ MPa uniformemente distribuída na seção bruta. As seções e linhas de rebites necessárias à determinação das cargas transferidas se encontram representadas na Figura 3.41b.

Figura 3.41 - (a) geometria da ligação; (b) seções para determinação das cargas transferidas no perfil I (dimensões em m).

A ligação foi modelada assumindo a condição de simetria. Neste caso, apenas $1/4$ da conexão foi representado. Foram desenvolvidos três modelos cujas descrições são apresentadas a seguir:

- i. Modelo de referência: todos os componentes da ligação são representados explicitamente e todas as interações de contato entre os componentes são consideradas. A placa *gusset*, o perfil "I" e a placa de preenchimento são modelados usando elementos sólidos C3D8R. Os rebites são modelados com uso de elementos sólidos tetraédricos do tipo C3D4 e nenhum pré-esforço inicial é aplicado. Uma visão geral das malhas adotadas no modelo é mostrada na Figura 3.42. Para representar a condição de simetria, foram impedidos os deslocamentos horizontais e verticais que atuam, respectivamente, no plano longitudinal vertical e no plano longitudinal horizontal, os quais passam pelo centroíde da ligação;
- ii. Modelo global: a placa *gusset*, o perfil "I" e a placa de preenchimento são modelados com elementos sólidos C3D8R. Os rebites são modelados como "*discrete fasteners*" conectados nó-a-nó. Uma vez que os rebites não são modelados explicitamente, somente as interações de contato envolvendo a placa *gusset*, o perfil "I" e a placa de preenchimento são consideradas. Detalhes das malhas utilizadas neste modelo são mostrados na Figura 3.43. As condições de contorno são as mesmas adotadas no modelo de referência;
- iii. Submodelo: uma porção extraída do modelo de referência para avaliação pormenorizada das tensões locais na primeira linha de rebites, usando o modelo global para imposição das condições de contorno. Uma visão das malhas e das faces escolhidas para transferência dos campos de deslocamentos globais é mostrada na Figura 3.44.

Figura 3.42 - Malha usada no modelo de referência.

Figura 3.43 - Malha usada no modelo global com elementos conectores.

Figura 3.44 - Submodelo com a representação da linhas de rebites 1 e 2.

O objetivo do estudo é comparar a resposta local obtida no submodelo com os resultados do modelo de referência, a fim de testar a aplicabilidade da utilização de "*discrete fasteners*" a nível global. As rigidezes atribuídas aos elementos conectores usados no modelo global foram calculadas considerando dois segmentos acoplados em três camadas (ver Figura 3.43). Para cada segmento e respeitando o sistema local de coordenadas mostrado na Figura 3.43, a seguinte matriz constitutiva desacoplada foi determinada:

$$D = \begin{bmatrix} k_x & 0 & 0 \\ 0 & k_y & 0 \\ 0 & 0 & k_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{3EI}{h_i^3} + \alpha \frac{GA}{h_i} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{EA}{h_i} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{3EI}{h_i^3} + \alpha \frac{GA}{h_i} \end{bmatrix} \quad (3.19)$$

onde h_i é o comprimento de cada segmento, E e G são os módulos de elasticidade longitudinal e transversal do aço usado no rebite; I , A e α são, respectivamente, a inércia, a área e o coeficiente de cisalhamento da seção circular do fuste do rebite. Nota-se que as componentes de rigidez expressas na eq.(3.19) são diferentes daquelas apresentadas na eq.(3.11) devido à existência de dois segmentos para representar o fuste do rebite. Dessa forma, cada segmento é representado por um elemento conector com rigidez equivalente ao de uma viga curta em balanço. A associação das rigidezes de cada segmento resulta na matriz constitutiva apresentada na eq.(3.11). Os valores calculados para as componentes de rigidezes usadas na definição dos elementos conectores são apresentados na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 - Componentes de rigidez usadas na definição de cada "discrete fastener".

Conexão (1ª camada/ 2ª camada)	E [GPa]	G [GPa]	I [mm ⁴]	A [mm ²]	α [-]	h_i [mm]	$k_x = k_z$ [$\times 10^9$ N/m]	k_y [$\times 10^9$ N/m]
Placa <i>gusset</i> /Placa de preenchimento	210	80.7	15776.4	445.2	1.11	15.87	5.001	5.890
Placa de preenchimento/Perfil "I"						14.60	5.930	6.402

O contato entre as superfícies é considerado por meio da abordagem *Superfície-Superfície*, com base no algoritmo *Master-Slave* e no *Método da Penalização*. A formulação para *contato geral* foi utilizada, de modo a definir automaticamente todos os pares potenciais de contato. Foram admitidos tanto o comportamento normal (*hard contact*) quanto tangencial (modelo de *Coulomb*) para deslizamentos finitos, com coeficiente de fricção $\mu = 0,3$ e módulo de elasticidade de $E = 210,0$ GPa.

3.7.1 Resultados

A Figura 3.45 mostra uma comparação entre o modelo de referência e o modelo global expressa em termos das cargas transferidas pelos rebites, F_t , e forças remanescentes, F_{bp} , calculadas nas seções de A a G. Os resultados mostram que o modelo global consegue capturar adequadamente a distribuição de cargas na ligação a um custo computacional significativamente inferior. Comparações entre os campos de tensões de *von Mises* também apresentam boa concordância entre os resultados a nível global (ver Figura 3.46), o que sugere que os valores atribuídos para as componentes de rigidez dos elementos conectores podem ser considerados adequados ao problema. Na Figura 3.46b também é mostrado o efeito do acoplamento distribuído para os nós localizados na zona de influência da cabeça do rebite (raio de influência = 18.22 mm).

Figura 3.45 - Esforços remanescentes nas seções A a G e cargas transferidas pelas linhas de rebites 1 a 6.

Figura 3.46 - Comparação entre as tensões globais de *von Mises* (configuração deformada).

Os campos de tensões locais determinados com base no submodelo, na região do furo da linha 1 de rebites, também apresentam boa concordância com os obtidos a partir do modelo de referência, como mostrado na Figura 3.47. As tensões locais máximas na direção do carregamento, calculadas no submodelo, foram, em geral, 4% inferiores às obtidas pelo modelo de referência. Os resultados mostram que a modelagem em duas etapas, na qual o modelo com elementos conectores é utilizado para determinação da distribuição global de cargas e o submodelo é utilizado para fins de análise local, é uma metodologia que pode ser

satisfatoriamente empregada na modelagem de ligações com múltiplos rebites e é uma alternativa viável para análise de ligações onde a modelagem explícita dos rebites não é possível devido aos custos de processamento. No entanto, cuidados devem ser tomados durante a atribuição dos parâmetros para idealização do comportamento flexível dos elementos conectores, uma vez que a distribuição de cargas na ligação é fortemente dependente da rigidez dos rebites.

Figura 3.47 - Comparações entre as tensões locais na direção do carregamento obtidas no furo da linha 1 de rebites.

Apesar de não ter sido avaliado no exemplo estudado, esta metodologia de modelagem também permite a realização da análise local com um pré-esforço aplicado nos rebites. Neste caso, pressupõe-se que o pré-esforço não altera significativamente as condições de contorno do modelo global, por estarem devidamente afastadas do ponto crítico onde a análise local é realizada, o que permite considerar esta carga atuante somente ao nível do submodelo. Tal aproximação apresenta vantagens em termos de custos de processamento quando a análise local precisa ser realizada para diferentes níveis do pré-esforço, pois o modelo global com elementos conectores é avaliado uma única vez.

4. UMA METODOLOGIA PARA ANÁLISE GLOBAL-LOCAL DA FADIGA EM PONTES FERROVIÁRIAS COM DETALHES REBITADOS

4.1 VISÃO GERAL DA METODOLOGIA

As estruturas de pontes possuem como característica principal as grandes dimensões e, portanto, é sempre desejável que os custos das análises sejam reduzidos, de tal modo que modelos simplificados possam ser utilizados. A modelagem simplificada usando elementos finitos de baixa ordem (vigas, treliças e *shells*), com malhas não muito densas, é consistente quando o objetivo da análise é a obtenção da resposta global, mas não pode ser aplicada em análises de fadiga que utilizam abordagens locais. Uma vez que o problema da fadiga é governado por fenômenos que ocorrem em uma escala milimétrica ou inferior, a análise 3D detalhada dos campos locais de deformações e tensões nos pontos críticos é necessária para melhorar a precisão das previsões. Isto exige a modelagem dos entalhes e das descontinuidades geométricas, além da adoção de malhas com altas resoluções e o uso de esquemas não-lineares de solução devido à existência das interações de contato entre os componentes.

A fim viabilizar a análise de modelos de pontes ferroviárias com ligações rebitadas em escala real, neste capítulo é proposta uma metodologia de modelagem 3D em elementos finitos, onde diferentes técnicas são utilizadas com a finalidade de reduzir custos de processamento e ao mesmo tempo garantir a obtenção de resultados com aceitável nível de precisão. A estratégia de modelagem consiste na elaboração de modelos globais da ponte, os quais direcionam o desenvolvimento de modelos intermediários subsequentes, onde as ligações rebitadas são incorporadas com a utilização de técnicas de modelagem hierárquica. A análise estrutural local é realizada de forma independente por meio de submodelagem, após a determinação dos pontos críticos apontados durante a análise de distribuição de cargas na ligação. Os resultados obtidos a partir das análises dos modelos, em diferentes níveis, são então extraídos somente nas regiões de interesse e uma avaliação da fadiga é realizada com base nas diferentes abordagens global ou local. Os procedimentos gerais da metodologia podem ser agrupados em três etapas, conforme esquema mostrado na Figura 4.1.

Figura 4.1 - Metodologia geral para modelagem de pontes ferroviárias com ligações rebitadas.

4.1.1 Primeira etapa: análise global inicial

Na primeira etapa, um modelo global de baixo custo de processamento é desenvolvido para capturar os fenômenos que ocorrem na escala da ponte. Devem ser utilizados preferencialmente elementos de baixa ordem dimensional para que a resposta global da estrutura possa ser avaliada rapidamente por meio de uma análise linear. O objetivo da análise estrutural é simular o efeito da distribuição dos esforços internos entre os membros e as tensões nominais diante dos carregamentos mais relevantes à fadiga. Neste nível, a rigidez das conexões é representada grosseiramente, assumindo hipóteses simplificadoras, a exemplo de nós rotulados, rígidos ou semi-rígidos com a utilização de "elementos de mola" ou elementos tipo *shell* para alguns componentes.

O modelo é validado com base nos resultados de testes controlados da estrutura existente, onde a resposta global é monitorada. Informações obtidas por meio da inspeção *"in loco"* são usadas em conjunto com os dados de monitoramento para atualizar e aferir o modelo. Devem ser testados diferentes cenários e tipos de análise, considerando também os efeitos dinâmicos, caso eles sejam importantes. Os membros críticos são identificados após uma verificação preliminar quanto à segurança à fadiga, onde a hipótese de vida infinita é testada. A previsão

da vida e do dano acumulado para aqueles membros considerados sensíveis à fadiga é obtida usando o método das tensões nominais e curvas SN de classes de detalhes.

4.1.2 Segunda etapa: análise da distribuição de cargas na ligação

O principal objetivo da segunda etapa é determinar da forma mais precisa quanto possível a distribuição de cargas ao nível da ligação. Neste caso, o modelo global inicial é usado como modelo base onde cada ligação apontada como crítica na primeira etapa é incorporada usando determinados métodos de acoplamento entre elementos finitos de diferentes ordens dimensionais. Este procedimento é denominado aqui de *Modelagem Hierárquica*, uma vez que as regiões de maior interesse são representadas por elementos finitos volumétricos (tipo *brick*) e, para as regiões mais afastadas, utilizam-se elementos de placa (tipo *shell*) e de viga (tipo *beam*), seguindo uma ordem de redução dimensional. A incorporação da ligação não deve alterar significativamente a resposta da ponte aferida durante a modelagem global e determinada em pontos distantes das conexões.

A combinação dos elementos de menor ordem dimensional com os elementos de maior ordem dimensional deve ser feita de modo a garantir a compatibilidade de deslocamentos e o equilíbrio de tensões na interface que separa as regiões com malhas dissimilares. Existem algumas abordagens teóricas para possibilitar estes tipos de acoplamento, como as desenvolvidas por McCune, Armstrong e Robinson (2000) e Shim, Monaghan e Armstrong (2002), as quais consistem basicamente em igualar os trabalhos realizados em ambos os lados da interface, obtendo assim relações de compatibilidade, na forma de equações de "*constraints*", entre os graus de liberdade dos elementos não concordantes. Muitos destes métodos de acoplamento são disponíveis nos programas comerciais de elementos finitos. Os tipos de acoplamento *beam-shell* e *shell-solid* são alguns dos métodos indicados para modelagem das zonas de transição no código ABAQUS™ e são aqui recomendados para modelagem de ligações rebitadas incorporadas ao modelo da ponte.

O modelo hierárquico deve ser idealizado para que a transferência de cargas entre os componentes da ligação seja capturada. Dessa maneira, é necessário representar as geometrias dos membros e placas de ligação com as respectivas interações entre as partes. No entanto, como a finalidade do modelo ainda não é a realização da análise local, malhas de elevada densidade nas regiões de concentração de tensões não precisam ser implementadas. Os rebites, que em geral demandam grande número de elementos devido à geometria não-

prismática e à necessidade de refinamento nas pequenas áreas de contato, podem ser modelados por meio de abordagens simplificadas, como aquelas que usam elementos conectores flexíveis, desde que as suas rigidezes sejam consistentemente determinadas. Assim, as interações de contato que envolvem os rebites ainda não são modeladas nesta etapa, o que se reflete diretamente na redução dos custos de processamento. Apesar disso, é aconselhável modelar as interações de contato entre os demais componentes, o que exige um esquema não-linear de solução.

A adequada estimativa da distribuição de cargas na ligação é importante para minimizar os erros nas condições de contorno impostas durante a submodelagem. É também uma forma de identificar as linhas críticas de rebites, onde a trinca dominante de fadiga tem maior probabilidade de se iniciar, e apontar quais regiões do componente mais solicitado devem ser submodeladas. A avaliação da fadiga com suporte à abordagem SN global também deve ser realizada neste nível, na tentativa de determinar precisamente a influência dos efeitos secundários nas ligações, associados à distorção da ponte, os quais são geralmente superestimados ou subestimados na etapa 1.

4.1.3 Terceira etapa: análise local

Esta é a etapa onde a análise estrutural é realizada por meio de submodelagem das regiões críticas apontadas na etapa 2 e a avaliação da fadiga é realizada com base nas abordagens locais, onde os estágios de iniciação da trinca é caracterizado. O principal objetivo da modelagem em elementos finitos é determinar com precisão os campos locais de tensões e deformações elásticos nos pontos críticos. Para que este propósito seja alcançado, as geometrias de todos os componentes que participam do submodelo devem ser explicitamente representadas, o que requer a adoção de malhas com altas densidades devido ao efeito dos gradientes de tensões existentes em torno dos furos onde a trinca irá nuclear. Devem ser usados elementos finitos sólidos discretizados também na direção da espessura das placas do componente sob análise.

Os efeitos das interações de contato entre todos os componentes da ligação devem ser simulados, o que exige também a modelagem das interfaces onde os rebites estão presentes. O pré-esforço é aplicado nesta etapa, admitindo que este não deve afetar os campos de deslocamentos e tensões nas fronteiras do submodelo, as quais devem se encontrar devidamente afastadas do ponto crítico da análise. Para avaliação local da fadiga é necessário

caracterizar também estado multiaxial de tensões e deformações nos pontos críticos além dos efeitos das cargas médias, incluindo as combinações com as cargas estruturais permanentes.

4.2 IMPLEMENTAÇÃO DA ESTRATÉGIA DE MODELAGEM

Neste trabalho, a metodologia de modelagem foi implementada para permitir o acoplamento entre um programa geral de elementos finitos (neste caso, o pacote ABAQUS™) e um conjunto de sub-rotinas assistentes desenvolvidas em MATLAB™ e Python™ para gerenciar o processo de modelagem e realizar a análise de fadiga nos detalhes estruturais de pontes ferroviárias, de acordo com as abordagens global e local apresentadas no Capítulo 2. As implementações foram desenvolvidas no âmbito de uma aplicação computacional criada para automatizar o procedimento de análise e avaliar a fadiga sob condições de carregamentos complexos, com amplitudes variáveis no tempo.

A aplicação computacional foi criada para possibilitar a troca eficiente de informações entre os programas e o processamento em modo *"batch"*, que permite a execução da análise sem a intervenção manual do usuário. Para este propósito, todos os dados de entrada são escritos em arquivos através de *scripts* com comandos. Em seguida, esses arquivos são submetidos aos *solvers* do programa ABAQUS™, o qual gera um conjunto de arquivos de saída para pós-processamento. Tal forma de modelagem é muito conveniente para automatizar tarefas e construir o modelo em termos de parâmetros alvos, permitindo a fácil customização e acoplamento com outros tipos de análises, a exemplo de procedimentos iterativos e análises paramétricas.

O pacote ABAQUS™ possui uma interface de programação que é uma extensão customizada da linguagem Python™ de programação orientada a objetos, para desenvolvimento de modelos em elementos finitos (DASSAULT SYSTÈMES, 2012). Dessa forma, o acesso às funcionalidades da plataforma é realizado através da geração de *scripts* com comandos escritos nessa linguagem (com extensão *.py*). As sub-rotinas assistentes foram organizadas em dois módulos, sendo o primeiro implementado em MATLAB™ e destinado a gerenciar os arquivos *.py*, definir parâmetros e realizar a análise de fadiga. O segundo módulo usa *scripts* em Python™ para realizar a análise estrutural da ponte por meio do código ABAQUS™. A Figura 4.2 mostra um esquema de funcionamento da aplicação desenvolvida, destacando os dois módulos de análise.

Figura 4.2 - Estratégia de modelagem implementada.

4.3 MÓDULO DE ANÁLISE EM ELEMENTOS FINITOS

O módulo de análise em elementos finitos foi desenvolvido para conduzir a análise estrutural levando em conta os efeitos tanto das cargas iniciais, incluindo as ações permanentes e o pré-esforço nos rebites, quanto das cargas móveis geradas pelas passagens de trens sobre a ponte. A análise das cargas iniciais é uma etapa importante quando se pretende avaliar a fadiga com base nos métodos locais. Este é o estágio em que os contatos são inicializados e o pré-esforço é aplicado integralmente em conjunto com o peso próprio da estrutura. No entanto, a fim de economizar tempo de processamento, as análises de cargas iniciais e de cargas móveis podem ser realizadas de forma independente e os efeitos das cargas permanentes podem ser computados apenas em uma primeira simulação, não precisando ser recalculados toda vez que uma nova passagem de trem é analisada. Ao usuário, também é dada a liberdade de correr a análise das cargas móveis sem considerar o estado pré-deformado gerado ao final da etapa de aplicação das cargas iniciais.

No código ABAQUS™, a continuação da análise a partir de um estado pré-deformado é permitida após aplicação do recurso "*Restart*". Na ferramenta desenvolvida, tal recurso foi implementado em conjunto com a técnica de submodelagem, conforme ilustrado na Figura 4.3. Deve-se ressaltar que o termo "análise global" mostrado na figura pode ser usado para designar as análises tanto da etapa 1 quanto da etapa 2 descritas na seção 4.1.

Figura 4.3 - Metodologia para análise global-local considerando cargas iniciais e móveis.

4.3.1 Análise das cargas iniciais

A sequência de tarefas programadas para automatizar a análise inicial em elementos finitos é mostrada esquematicamente no fluxograma da Figura 4.4. A ferramenta permite realizar a análise local de forma independente, caso a análise global já tenha sido realizada previamente e os resultados estejam disponíveis nos diretórios criados para armazená-los. O modelo global também pode ser analisado isoladamente.

Figura 4.4 - Sequência de tarefas programadas em Python™ para automatização da análise de cargas iniciais.

O programa é iniciado carregando e editando os *scripts* gerados com base nos comandos armazenados em arquivos tipo "*journal*" (extensão *.jnl*), criados durante a construção de modelos base (global e local) usando os recursos de modelagem 3D da interface gráfica ABAQUS/CAE GUI (*Graphical User Interface*). Esses *scripts* contêm, entre outros dados, informações de geometria, tipos de elementos, malhas, propriedades do material e condições de contorno globais. Se houver interesse em realizar a análise de cargas iniciais tanto no modelo global quanto no modelo local, o caso de carregamento estático e as condições de contorno são criadas para ambos os modelos base. Se o modelo global da ponte é baseado em modelagem hierárquica, os *scripts* com as definições do tipo de interações entre as superfícies e do tipo de comportamento atribuído aos elementos conectores, caso existam, são carregados. Outras rotinas geram no submodelo as condições de contorno, as interações de contato e aplica o pré-esforço a nível local.

Se o modelo global usa a técnica de hierarquia de elementos finitos para incorporar a ligação, pode-se escolher o método de conexão entre as placas. Duas opções são disponibilizadas para tal: o uso de "*tie constraints*" para solidarizar as superfícies e impedir os movimentos relativos nas interfaces, e o uso de interações de contato, baseadas na definição de um modelo constitutivo interfacial para representar tanto o comportamento normal quanto tangencial. Quando a primeira opção é usada, os elementos conectores não são modelados.

Alguns *scripts* com as definições de *output*, controle da análise e extração de resultados são gerados tanto para o modelo global quanto para o modelo local. Os dados de saída podem ser armazenados na forma de *field output* e/ou *history output*. O primeiro envolve um grande volume de dados a serem utilizados para construção de elementos de visualização (plotagem de deformadas, contorno de tensões, animações, gráficos x-y, etc). O segundo é adequado para pequenas porções do modelo e tratamento de dados frequentes para plotagens x-y. Em todos os casos podem-se definir os nós e/ou elementos a serem monitorados e as variáveis que serão armazenadas para cada um deles (por exemplo, componentes de tensão, de deformação, de deslocamentos, fatores de intensidade de tensões, etc). Para fins de submodelagem, deve-se salvar os resultados, em termos de deslocamentos e rotações, para todos os nós na região de interpolação.

Após o término de cada análise, são gerados os seguintes arquivos de resultados: um arquivo binário de banco de dados (*.odb*) e um arquivo texto com impressão de dados (*.dat*) e um conjunto de arquivos de resultados definidos pelo usuário (*.txt*) com informações nas regiões de interesse definidas previamente. O arquivo *.odb* pode ser pós-processado diretamente no

aplicativo ABAQUS™ /VIEWER e os arquivos *.txt* são usados como dados de entrada para as sub-rotinas assistentes em MATLAB™. São também criados alguns arquivos (*.res*, *.mdl*, *.stt*, *.prt*) caso o usuário deseje reiniciar a análise posteriormente, considerando o estado imposto pelas cargas iniciais.

4.3.2 Análise das cargas móveis

A análise das cargas móveis pode ser realizada considerando ou não o estado pré-deformado gerado ao final da etapa de cargas iniciais, o que implica na decisão de ativar ou não o recurso "Restart" tanto a nível do modelo global quanto a nível do modelo local, de acordo com a sequência de tarefas mostradas na Figura 4.5. Por exemplo, o usuário pode optar por fazer apenas uma análise global de cargas móveis com um modelo onde não há incorporação da ligação. Neste caso, após a construção do modelo base, nenhum caso de carga é estabelecido para imposição de pré-esforço e peso próprio, e as rotinas passam diretamente para definição da análise da passagem do trem. Quando o recurso "Restart" está ativado, é necessário editar os atributos do modelo para que ele seja capaz de ler os arquivos necessários para recomençar a análise (arquivos de extensões *.res*, *.mdl*, *.stt*, *.prt* e *.odb*) gerado durante a análise de cargas iniciais.

Figura 4.5 - Sequência de tarefas programadas em Python™ para automatização da análise de cargas móveis.

O procedimento de análise mostrado na Figura 4.5 permite a realização tanto de análises quase-estáticas (a nível global e local) quanto dinâmicas (a nível global), onde é possível escolher o método de incrementação, o qual pode ser automático ou fixo. No procedimento de incrementação automática, o *software* de elementos finitos seleciona o incremento de tempo visando maior eficiência computacional, sujeito a certas tolerâncias e erros de medida (DASSAULT SYSTÈMES, 2012). No caso de análises quase-estáticas, o período e incremento de tempo são necessários apenas como referência para as funções temporais de amplitude de cargas nodais, cuja determinação será descrita na seção a seguir.

Em termos de análises dinâmicas, dois tipos de métodos podem ser configurados nos *scripts*: o método da superposição modal e o método de integração direta (CHOPRA, 2007). O primeiro usa a contribuição de diferentes modos de vibração para determinar a resposta linear da estrutura. A fim de melhorar a eficiência é possível selecionar somente os modos de interesse e atribuir diferentes taxas de amortecimento modal para cada um deles. O segundo é baseado em um esquema de integração implícita. O algoritmo implícito disponível usa o método HHT, proposto por Hilber, Hughes and Taylor (1977). Para este caso, o amortecimento de Rayleigh (CHOPRA, 2007) é considerado durante a definição dos materiais.

A nível global, as definições do caso de carregamento para análise de carga móvel são feitas por intermédio de um conjunto de *scripts* encarregados de gerar as funções de forças nos nós que compõem o percurso atribuído pelo usuário para movimento das cargas móveis. Os trens de carga são montados a partir de uma biblioteca de veículos ferroviários. O usuário apenas define o conjunto de nós que fazem parte da trajetória e os *scripts* se encarregam de capturar suas coordenadas e a sequência correta para determinação das funções temporais de força. Durante a atribuição de parâmetros é possível montar as composições de forma conveniente, bastando especificar a sequência i e o número de veículos (N_c) existente em cada subgrupo, que representa um determinado tipo de veículo, conforme exemplo mostrado na Figura 4.6.

Figura 4.6 - Montagem conveniente da composição a partir de subgrupos de veículos.

A nível local, a análise de carga móvel é definida após a criação de um caso de carregamento onde a análise quase-estática é realizada. Com exceção da carga devido ao pré-esforço nos

rebites, nenhum outro carregamento adicional é aplicado no submodelo, mas as condições de contorno regidas pelos deslocamentos globais são impostas como deslocamentos prescritos nas fronteiras do submodelo. Se o pré-esforço já tenha sido definido na análise de cargas iniciais, ele é apenas propagado para análise de cargas móveis, e o seu valor pode variar ou não durante a análise, a depender do método escolhido para aplicá-lo.

Os *scripts* que contêm as definições para gerenciamento dos arquivos de saída, controle das análises, ativação do *solver* e extração de resultados são semelhantes tanto na modelagem global quanto local. Em todos os casos é possível selecionar as variáveis-alvo que serão extraídas em partes escolhidas da estrutura, gerenciar os recursos computacionais no que concerne à paralelização da solução e disponibilização de memória, e armazenar resultados em arquivos de texto para posterior análise de fadiga.

Uma importante questão a destacar durante a extração dos resultados está relacionada ao ponto onde as tensões e deformações locais serão extraídas. Neste trabalho, as rotinas orientam a extração dos resultados nos nós dos elementos ao invés de fazê-la nos *pontos de integração de gauss*. Isso porque os valores determinados nos pontos de integração tendem a ser inferiores aos obtidos nas facetas e nós dos elementos, pois estão localizados abaixo das superfícies livres onde a tensão é máxima. No entanto, é importante desativar o processo de suavização de tensões, que faz uma média dos resultados nodais obtidos a partir de cada elemento que compartilha o mesmo nó. Se a média não é feita, em um mesmo nó existirá mais de um resultado para uma dada variável, cada um associado a um dos elementos que compartilham o nó. Dessa maneira, as sub-rotinas são encarregadas de selecionar a situação mais crítica para cada elemento.

4.3.2.1 Simulação das cargas móveis e sobreposição de efeitos

O método para simulação das cargas móveis implementado neste trabalho, indicado no fluxo de informações da Figura 4.5, é baseado em funções discretas de interpolação para determinação das forças ao longo do tempo em cada nó existente no percurso das rodas do trem, conforme procedimento apresentado em Marques (2006) e Ribeiro (2004). Para uma trajetória que foi discretizada em n nós, a força atuante no nó i ($i = 1, 2, 3 \dots n$), no instante t , pode ser obtida a partir de uma interpolação realizada com base na função de forma N_i

daquele nó. A função N_i pode ser assumida como linear, a qual atinge valor máximo no nó i se anula nos nós adjacentes $i-1$ e $i+1$ (ver esquema da Figura 4.7).

Os valores da função N_i correspondente à uma carga concentrada p , no instante t , são computados conforme eq.(4.1) e (4.2):

$$x(t) = x_0 + v \cdot t \quad (4.1)$$

$$N_i(t) = \begin{cases} \frac{x(t) - x_{i-1}}{L_{i-1,i}}; & x_{i-1} \leq x(t) \leq x_i \\ 1 - \frac{x(t) - x_i}{L_{i,i+1}}; & x_i < x(t) \leq x_{i+1} \\ 0; & \text{caso contrário} \end{cases} \quad (4.2)$$

onde x_{i-1} , x_i , x_{i+1} , $L_{i-1,i}$, $L_{i,i+1}$ e L são distâncias tomadas conforme esquema mostrado na Figura 4.7, v é a velocidade do trem que viaja em movimento uniforme e $x(t)$ corresponde à posição da carga p ao longo do tempo, considerando que ela parte de uma posição inicial x_0 quando $t = 0$. Assim, a função de força temporal do nó i referente à carga p é obtida por:

$$F_i(t) = p \cdot N_i(t) \quad (4.3)$$

Figura 4.7 - Esquema para obtenção das funções de forças nodais ao longo da via (adaptado de MARQUES ,2006).

Uma das vantagens do método descrito acima é que ele pode ser aplicado a cargas que estejam orientadas em outras direções além da gravitacional, o que permite a simulação de forças de impacto lateral, aceleração, frenagem e forças centrífugas de uma maneira mais conveniente.

A função de força expressa na eq.(4.3) é consequência apenas da passagem de uma carga isolada de valor p . Esta é uma situação importante na prática, pois em muitos casos é possível obter a resposta da estrutura para um trem qualquer, com m eixos, bastando para isso aplicar um procedimento de sobreposição de efeitos, desde que o comportamento da estrutura possa ser assumido como linear. Assim, para um determinado trem, a resposta ao longo do tempo, $R_i(t)$, no grau de liberdade i , pode ser obtida a partir da solução r_i determinada ao simular uma única carga isolada, p , defasada no tempo, conforme equação a seguir:

$$R_i(t) = \sum_{k=1}^m \frac{P^k}{p} \cdot r_i(t - \Delta t^k), \quad \text{com } r_i = 0 \quad \text{se } t \leq \Delta t^k \quad (4.4)$$

onde,

P^k é o valor da k -ésima carga do trem, com $k = 1, 2, 3 \dots, m$;

$\Delta t^k = \frac{x_0^k - x_0^{k-1}}{v}$, x_0^k é a posição da k -ésima carga em relação ao início do percurso (considerar $x_0^1 = x_0^0 = 0$).

Este método é muito atrativo quando o custo computacional é um parâmetro importante, pois a solução do modelo em elementos finitos (r_i) é genérica e determinada uma única vez, o que torna possível compor a resposta para qualquer tipo de trem a um custo de análise significativamente inferior comparado ao processamento do modelo onde todas as cargas do trem são usadas na definição das funções de força nodais. No entanto, quando o princípio da sobreposição de efeitos não pode ser aplicado devido à existência de não-linearidades no problema, a exemplo das interações de contato, as funções de força devem ser calculadas considerando o contributo de cada carga do trem, da seguinte forma:

$$F_i(t) = \sum_{k=1}^m P^k \cdot N_i^k(t) \quad (4.5)$$

4.3.3 Recomendações para análise não-linear envolvendo interações de contato

O código ABAQUS™ usa um processo iterativo baseado no *Método de Newton* para solucionar problemas não-lineares. Para melhorar a taxa de convergência do método, o programa ajusta automaticamente o tamanho do incremento de forma otimizada na tentativa de encontrar a solução com maior eficiência em relação ao número de iterações. Assim, quando a taxa de convergência é lenta ou a solução manifesta sinais de divergência, o código automaticamente reduz o tamanho do incremento, ou o aumenta no caso contrário. Em problemas que envolvem contato, este esquema de interação pode gerar um excessivo custo computacional, principalmente para aqueles casos onde a carga oscila naturalmente ao longo tempo, como acontece em problemas de fadiga, exigindo mudanças bruscas no estado do contato, em intervalos de tempo relativamente curtos. Neste caso o programa irá diminuir sucessivamente o incremento de carga e a análise pode ser interrompida caso os limites para o número máximo de iterações sejam alcançados.

Para lidar com essas mudanças bruscas de rigidez que ocorrem nos problemas de contato, o código ABAQUS™ distingue as iterações do tipo regular das iterações do tipo SDI (*Severe Discontinuity Iterations*). O primeiro tipo é usado quando a solução varia suavemente ao longo da análise e o segundo é usado quando mudanças repentinas na rigidez e no estado do contato ocorrem (por exemplo, durante mudanças de estados aberto-fechado ou colado-deslizante). Nesta segunda situação, o programa usa um esquema específico de incrementação para aplicação do método de *Newton*, onde o processo iterativo é convertido e forçado até que estas descontinuidades severas desapareçam, o que pode gerar problemas de convergência devido ao excessivo número de iterações, particularmente no caso de modelos com elevado número de graus de liberdade (DASSAULT SYSTÈMES, 2012).

Todas estas dificuldades podem inviabilizar a solução, seja devido à impossibilidade de convergência ou devido ao elevado custo computacional exigido para conclusão da análise. A fim de fornecer uma alternativa para gerenciar este tipo de problema, alguns artifícios foram disponibilizados nos *scripts* assistentes programados no módulo de elementos finitos. O primeiro deles é o uso de incrementação fixa com permissão para continuação da solução mesmo após o número de iterações ter sido alcançado. Esta opção deve ser usada com cautela, porém pode ser adequada quando as instabilidades ocorrem muito pontualmente ao longo da história de carregamento e a análise é interrompida quando se usa o esquema padrão automático de incrementação. Deve-se ressaltar que a economia de tempo de processamento

pode ser significativa neste caso, mas só deve ser usada caso o usuário conheça o tipo de resposta a ser obtida na análise. A segunda opção também pode aumentar expressivamente a eficiência da análise e consiste em desativar a conversão das iterações SDI e/ou aumentar o número máximo permitido deste tipo de iteração durante a definição dos parâmetros da análise. No entanto, recomenda-se o uso desses procedimentos apenas quando a solução com os parâmetros padrões não é viável e caso a natureza da resposta seja conhecida, a fim de evitar erros de interpretação dos resultados.

4.4 MÓDULO DE CONTROLE E ANÁLISE DA FADIGA

Este módulo foi desenvolvido em MATLAB™ para inicializar a análise no código ABAQUS™ e realizar a análise de fadiga com base nos resultados extraídos ao final da análise estrutural. O controle do processamento em elementos finitos é feito basicamente pela atribuição dos parâmetros necessários para executar os *scripts* em Python™. Tais parâmetros são armazenados em um arquivo neutro inicial desenvolvido através de processamento de texto. Após a geração deste arquivo, o programa MATLAB™, por meio do comando nativo "dos", chama para execução em modo "batch" os *scripts* em Python™, encarregados de criar os objetos dos modelos, gerar os arquivos de entrada *.inp*, executar os *solvers* e extrair os resultados. O arquivo neutro contém apenas variáveis que servem como dados de entrada para os *scripts* em Python™, a exemplo de identificações dos diretórios e respectivos caminhos, nomes atribuídos para identificar os modelos, variáveis com as opções de análise, parâmetros dos algoritmos de contato, parâmetros de comportamentos dos conectores, tipos de *output*, os conjuntos de nós e de elementos de interesse, definições dos veículos e dos trens, parâmetros para controlar os recursos computacionais, entre outros.

As sub-rotinas para avaliar a fadiga foram desenvolvidas para automatizar as abordagens apresentadas no Capítulo 2 para previsão da distribuição do dano e da vida à fadiga sob carregamentos complexos e estados multiaxiais de tensões e deformações. Estas sub-rotinas incluem a abordagem global baseada em curvas SN de classes de detalhes e as abordagens locais SN e ϵN para modelar o processo de iniciação da trinca. Apesar de serem usadas nesta tese apenas para analisar a fadiga a partir dos resultados das simulações em elementos finitos, estas sub-rotinas permitem também a importação de dados experimentais, caso as histórias de tensões e deformações sejam obtidas experimentalmente.

O módulo dispõe de dois algoritmos "*Rainflow*" para contagem de ciclos, sendo um para aplicação dos métodos SN global e local, baseado no método proposto por Rychlik (1987), e outro para aplicação do método ϵN , o qual considera o efeito de "memória" do material e gera laços de histerese corrigidos em tempo real, seguindo a metodologia desenvolvida por Castro e Meggiolaro (2009). Em ambos os casos é possível aplicar um filtro no domínio do tempo para eliminar ciclos com gamas de tensões abaixo de um determinado valor de corte (NELSON; FUCHS, 1977), a fim de remover pequenos, porém numerosos, ciclos de tensões associados a ruídos ou pequenas vibrações que não causam dano.

4.4.1 Sub-rotinas para aplicação da abordagem SN global

Para aplicação da abordagem SN global, é necessário que os resultados da análise em elementos finitos sejam extraídos em termos dos esforços internos nas seções críticas dos detalhes escolhidos para análise (força axial e momentos nas duas direções ortogonais da seção). Se a resposta do modelo global é linear, os esforços internos associados à passagem de um determinado trem podem ser obtidos a partir da superposição das respostas resultantes da simulação de uma carga isolada, conforme a eq.(4.4) apresentada anteriormente.

Os esforços internos são utilizados para obtenção das tensões nominais, σ_n , na seção crítica de cada detalhe. Dessa forma, os efeitos secundários de flexão são considerados. Se a seção crítica é a seção líquida, as rotinas determinam os momentos de inércia e áreas das seções subtraindo as áreas de projeção dos furos dos rebites. Após a determinação das tensões nominais, o algoritmo "*Rainflow*" se encarrega de fazer a contagem de ciclos. Este algoritmo foi aqui implementado para contar cada meio-ciclo e não os agrupa para obter ciclos completos. O contador também armazena os tempos associados ao início e final do meio-ciclo, permitindo identificar a ordem em que cada um deles foi aplicado e obter as Matrizes "*Rainflow*" no formato *From-To*.

Ao final da contagem, as gamas $\Delta\sigma_n$ são obtidas para cada meio-ciclo e usadas como dados de entrada para estimar o dano. É possível estimar, em um único processamento, a vida à fadiga para vários detalhes com base em um determinado histórico de carregamento, estabelecido por meio de um modelo de tráfego onde as frequências diárias ou anuais são conhecidas ao longo da vida da estrutura. Neste caso, se $i = 1, 2, \dots, n_d$ é o identificador de cada detalhe a analisar, onde n_d representa o número de detalhes; $j = 1, 2, \dots, n_t$ identifica cada trem do modelo de tráfego, sendo n_t o número de trens; $k = 1, 2, \dots, n_\Delta$ simboliza cada meio-ciclo contado

durante uma dada passagem de trem (com n_A igual ao número total de meio-ciclos), o dano total acumulado em cada detalhe i após T anos pode ser estimado conforme procedimento apresentado no fluxograma da Figura 4.8, que representa uma generalização da regra de *Palmgren-Miner*. Na figura, os parâmetros $CAFL(i)$ e $VAFL(i)$ representam, respectivamente, os limites de fadiga de amplitudes constantes e variáveis do detalhe i ; $f(\Delta\sigma_n(i, j, k))$ representa uma função de resistência à fadiga determinada com base em diferentes modelos SN; e $AYT(q, j)$ é uma matriz de ordem $q \times j$ contendo as frequências médias anuais (*Average Yearly Traffic*), onde q representa um determinado ano de vida e j representa um dado trem do modelo de tráfego. É importante destacar que o dano d_f é associado a cada meio-ciclo, o que justifica o uso do fator $1/2$. A vida útil do detalhe, em termos do número de anos até a falha é estimada quando $D_{f,T}(i) = 1$.

As funções $f(\Delta\sigma_n(i, j, k))$ podem ser determinadas a partir de uma biblioteca de curvas SN para detalhes rebitados. Além de uma curva genérica cujos parâmetros podem ser atribuídos pelo usuário, os modelos recomendados pelos códigos AREMA, AASTHO e EUROCODE 3 também são disponibilizados.

Figura 4.8 - Implementação da abordagem SN global para determinação do dano acumulado e da vida à fadiga para detalhes rebitados de pontes ferroviárias.

O coeficiente de segurança quanto à hipótese de vida infinita (μ_f) pode ser determinado para cada detalhe de acordo com a eq.(4.6).

$$\mu_f(i) = \frac{CAFL(i)}{\max_{j=1,2,...,n_t} \left[\max_{k=1,2,...,n_\Delta} (\Delta\sigma_n(i, j, k)) \right]} \quad (4.6)$$

4.4.2 Sub-rotinas para aplicação da abordagem SN local

A operacionalização do método SN local é semelhante à descrita para o método SN global e utiliza o mesmo contador de ciclos de "Rainflow". O procedimento é iniciado importando os resultados obtidos a partir da análise local em elementos finitos, expressos em termos de tensões principais locais (σ_1 , σ_2 e σ_3) extraídas em um determinado conjunto de elementos previamente escolhido pelo usuário. As tensões são referenciadas a todos os nós de cada elemento sem aplicação do recurso de suavização. Pode-se analisar em um só processamento cada n nó do conjunto, com $n = 1, 2, \dots, N$, onde N é número total de nós cujos resultados foram extraídos. Para cada nó, as amplitudes de tensões principais ($\sigma_{a1} = \Delta\sigma_{a1}/2$, $\sigma_{a2} = \Delta\sigma_{a2}/2$ e $\sigma_{a3} = \Delta\sigma_{a3}/2$) e as tensões principais médias (σ_{m1} , σ_{m2} e σ_{m3}) são obtidas após aplicação do algoritmo "Rainflow" e utilizadas para determinar as amplitudes de tensões equivalentes, $\sigma_{a,eq}$, e as tensões médias equivalentes, $\sigma_{m,eq}$, ambas associadas a um determinado critério de falha multiaxial. O método de contagem associa as amplitudes de tensões equivalentes a cada meio-ciclo k ($k=1, 2, \dots, n_\Delta$) resultante da passagem de um dado trem j do modelo de tráfego ($j = 1, 2, \dots, n_t$).

São disponibilizados os seguintes critérios multiaxiais: *Máxima Tensão Principal* (MTP), *von Mises*, *Tresca* e *Sines*. Para aplicação deste último, é necessário calcular as tensões médias hidrostáticas ($\sigma_{m,H} = \sigma_{m,eq} / 3$) e as amplitudes de tensões de cisalhamento ($\tau_{a,eq} = \sqrt{2} \cdot \sigma_{a,eq} / 3$), com $\sigma_{m,eq}$ e $\sigma_{a,eq}$ determinadas com base na teoria de *von Mises*. Os critérios de falha são introduzidos durante a avaliação da fadiga por meio das funções $f(\sigma_{a,eq}(n, j, k), \sigma_{m,eq}(n, j, k))$ e $f(\tau_{a,eq}(n, j, k), \sigma_{m,H}(n, j, k))$, que permitem determinar uma amplitude equivalente totalmente alternada, $\sigma_{a,0}(n, j, k)$, a qual é avaliada em seguida na curva de *Basquin* com parâmetros corrigidos (A^* e b^*) para determinação do número de meio-ciclos até a falha, $N_f(n, j, k)$. A Figura 4.9 apresenta a metodologia para determinação do dano acumulado e da vida à fadiga para cada nó n existente no conjunto de elementos.

Figura 4.9 - Implementação da abordagem SN local para determinação do dano acumulado e da vida à fadiga para detalhes rebitados de pontes ferroviárias.

Uma importante questão que merece ser considerada durante a aplicação do método ilustrado na Figura 4.9 diz respeito aos sinais das tensões principais. Convencionalmente, os programas de elementos finitos determinam as tensões principais tal que $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$, o que equivale a assumir que as direções principais rotacionam em 90° durante as reversões de um carregamento predominantemente uniaxial totalmente alternado ($R=-1$), conforme ilustrado na Figura 4.10. Para o exemplo mostrado na figura, uma análise de fadiga baseada apenas em σ_1 conduziria a resultados não reais, os quais subestimariam o dano, uma vez que σ_1 atuaria como uma tensão pulsante com metade da gama em relação à situação com carregamento reverso. Para lidar com este problema, as sub-rotinas desenvolvidas aplicam um procedimento de correção (BISHOP; SHERRATT, 2000), de modo que a direção da maior tensão principal em módulo é mantida constante, ou seja, durante a tração o valor de σ_1 é adotado e durante a compressão, a tensão σ_3 é considerada. Esta combinação resulta na *tensão principal máxima absoluta* (AMP), que pode ser determinada de acordo com a seguinte equação:

$$\sigma_{1,AMP} = \begin{cases} \sigma_1 & \text{se } |\sigma_1| > |\sigma_3| \\ \sigma_3 & \text{caso contrário} \end{cases} \quad (4.7)$$

Uma vez que as tensões de *Tresca* e *von Mises* são sempre positivas, o sinal das amplitudes de tensões equivalentes são também corrigidos antes da aplicação do algoritmo *Rainflow*, conforme a seguinte equação:

$$\sigma_{a,eq} = \begin{cases} \sigma_{a1,AMP} & \text{(MTP)} \\ \text{sign}(\sigma_{a1,AMP}) \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \sqrt{(\sigma_{a1} - \sigma_{a2})^2 + (\sigma_{a2} - \sigma_{a3})^2 + (\sigma_{a1} - \sigma_{a3})^2} & \text{(von Mises)} \\ \text{sign}(\sigma_{a1,AMP}) \cdot |\sigma_{a1} - \sigma_{a3}| & \text{(Tresca)} \end{cases} \quad (4.8)$$

Figura 4.10 - Atribuição de sinal para estimativa da tensão principal máxima absoluta.

A avaliação da segurança contra fadiga em regime HCF, com base nos critérios de *Goodman* (com tensões equivalentes *MTP*, *von Mises* e *Tresca*) e *Sines*, pode ser realizada por meio da introdução de um fator γ_{fat} , definido conforme eq.(4.9). Valores de $\gamma_{fat} < 1$ fornecem um indicativo de vida infinita, onde as microtrincas geradas pelo espectro não possuem potencial para se propagarem e entrarem no estágio de crescimento estável.

$$\gamma_{fat}^{-1}(n) = \begin{cases} \min_{j=1,2,\dots,n_t} \left\{ \min_{k=1,2,\dots,n_\Delta} \left[\left(\frac{\sigma_{a,eq}(n,j,k)}{S_{fl}^*} + \frac{\sigma_{m,eq}(n,j,k)}{S_u} \right)^{-1} \right] \right\} & \text{(MTP, von Mises, Tresca)} \\ \min_{j=1,2,\dots,n_t} \left\{ \min_{k=1,2,\dots,n_\Delta} \left[\frac{\sqrt{2}}{3} \cdot S_{fl}^* \cdot \left(\tau_{a,eq}(n,j,k) + \alpha_s \cdot 3 \cdot \sigma_{m,H}(n,j,k) \right)^{-1} \right] \right\} & \text{(Sines)} \end{cases} \quad (4.9)$$

Durante a atribuição de parâmetros para a análise de fadiga, o usuário pode introduzir as propriedades dos materiais obtidas experimentalmente. No entanto, na falta desses dados, as propriedades podem ser estimadas com base nos métodos semi-empíricos descritos no Capítulo 2. As sub-rotinas dispõem de uma base de dados para estimar as propriedades corrigidas da curva SN local, incluindo diversas curvas que correlacionam o fator de acabamento superficial, k_{sf} , com a rugosidade superficial média (em μm) em função da resistência última, S_u , do material. Assim, o usuário apenas escolhe o valor da rugosidade

média (com base em uma lista disponibilizada) e de S_u e o programa estima automaticamente o valor de k_{sf} .

O usuário pode também escolher se deseja realizar a análise de fadiga para todos os nós do conjunto ou apenas para os nós mais solicitados. Caso a segunda opção seja ativada, o programa faz uma varredura em todos os elementos do conjunto para detectar somente aqueles situados nas superfícies livres do detalhe. A busca pode ser ainda mais refinada eliminando, dos elementos remanescentes, aqueles onde os níveis de tensões máximas são considerados muito baixos para induzir dano, baseado em um limiar estabelecido a priori pelo usuário. Consequentemente, há uma substancial economia de tempo de processamento, uma vez que cada nó do modelo representa um análise individual onde o critério de falha é aplicado e a fadiga é avaliada.

O dano total estimado ao final do período de análise pode ser armazenado, pós-processado e visualizado no aplicativo ABAQUS/VIEWER. Para tal, as sub-rotinas assistentes retêm as informações com a identificação dos elementos e nós e criam uma nova variável escalar que é introduzida no arquivo binário de saída (.odb) resultante da análise no *software* ABAQUS™. A nova variável representa o dano à fadiga determinado em cada nó do conjunto de elementos onde os resultados foram extraídos. Ao final da análise local da fadiga, as sub-rotinas em MATLAB™ se encarregam de executar um *script* em Python™ responsável por modificar o arquivo .odb e introduzir o campo de dano como um novo *field output*, o que permite a visualização dos resultados na forma de isocurvas no modelo 3D.

4.4.3 Sub-rotinas para aplicação da abordagem ϵN

As sub-rotinas para aplicação do método ϵN foram desenvolvidas para capturar o efeito de sequência do carregamento diante de um estado multiaxial de tensões e deformações sob carregamento proporcional. A correção elasto-plástica multiaxial foi implementada de forma simplificada por meio do *método das razões constantes*, o qual estabelece que o coeficiente de *Poisson* se mantém constante antes e após o escoamento cíclico do material. Para considerar a ordem dos eventos, o algoritmo RFTP (*Rain-Flow em Tempo Real*), desenvolvido por Castro e Meggiolaro (2009), foi modificado para levar em conta o estado uniaxial equivalente baseado em tensões e deformações multiaxiais. Este algoritmo foi originalmente proposto para automatizar a geração correta dos laços de histerese em histórias uniaxiais considerando todas as trocas possíveis de curvas que eventualmente podem ocorrer ao longo da sequência.

Diferentemente do método *Rainflow* convencional usado nas abordagens SN global e local, onde o dano é calculado após a contagem de ciclos, no algoritmo RFTP o dano é calculado durante a contagem e computado na medida em que os laços evoluem até o final da história.

Para aplicação ao estudo da fadiga em pontes ferroviárias, o método ϵN foi adaptado a fim de incorporar de forma organizada toda informação do carregamento, conforme procedimento geral esquematizado na Figura 4.11. Assim, para cada nó n do modelo em elementos finitos, as tensões e deformações principais elásticas ao longo do tempo ($\sigma_{i,el}(n, j, t)$ e $\epsilon_{i,el}(n, j, t)$, com $i=1,2,3$), resultantes da passagem de cada trem j , são importadas e usadas para calcular as razões biaxiais principais e equivalentes ($\lambda_{i,el}, \phi_{i,el}, \lambda_{eq,el}, \phi_{eq,el}$), tomando-se como base a tensão principal máxima absoluta, $\sigma_{1,AMP}(n, j, t)$. Em seguida, as tensões equivalentes elásticas, $\sigma_{eq,el}(n, j, t)$, são determinadas aplicando-se o procedimento de correção do sinal, de forma idêntica ao método expresso na eq.(4.8), usado na abordagem SN local. O bloco de carregamento é construído ao se agrupar em uma única história todos os registros referentes a cada j trem. Uma redução de dados é feita após aplicação de um detector de máximos e mínimos locais (*turning points*), que reduz a quantidade de pontos da história do bloco. O usuário pode obter a história de *turning points* resultante da aplicação de um filtro para eliminar ciclos com amplitude pré-definida, o que pode aumentar significativamente a eficiência da análise.

Figura 4.11 - Implementação da abordagem ϵN local para determinação do dano acumulado e da vida à fadiga para detalhes rebitados de pontes ferroviárias.

Após a aplicação do detector de *turning points* e filtro de ciclos, novas histórias das tensões elásticas equivalentes nodais ($\sigma_{eq,el}(n, j, k)$, com $k=1,2,...,n_p$, onde n_p é o número total de pontos) são usadas como dados de entrada para o algoritmo RFTP modificado, o qual se encarrega de determinar o dano/bloco, $D_{f,B}(n)$, acumulado em cada nó. O dano total após uma dada vida à fadiga, $D_{f,T}(n)$, pode ser determinado caso seja conhecido o histórico do carregamento, $AYT(q, b)$, de forma análoga ao procedimento usado nos métodos SN global e local. Neste caso, $b=1,2,...,n_B$, representa o indicador de cada bloco distinto, em um total de n_B blocos, que se repetem com dada frequência ao longo da vida de iniciação da trinca.

As principais diferenças entre o algoritmo RFTR modificado e o algoritmo RFTP original são as seguintes:

- i. A versão modificada usa tensões elásticas locais equivalentes com sinal corrigido, calculadas com base nas teorias de *von Mises*, *Tresca* ou *AMP*, como dados de entrada para solucionar os sistemas formados pela regra de *Neuber* e pela relação de *Ramberg-Osgood*, tanto para a curva cíclica quanto para os laços de histerese estabilizados. Uma vez que as tensões locais são extraídas diretamente do modelo de elementos finitos, não é necessário definir o fator de concentração de tensões, K_t . A versão original usa tensões nominais uniaxiais e é baseada no conceito de K_t ;
- ii. No algoritmo RFTR modificado, os resultados da análise elasto-plástica são expressos em termos de tensões e deformações elasto-plásticas equivalentes. As tensões e deformações elasto-plásticas principais são obtidas usando as razões de tensões determinadas previamente;
- iii. Além dos critérios de falhas uniaxiais, que podem ser usados quando $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$, os modelos multiaxiais de *Brown-Miller* e *SWT* também foram introduzidos no algoritmo RFTR modificado.

O algoritmo RFTR modificado implementado neste trabalho é esquematicamente apresentado na Figura 4.12. O algoritmo se desenvolve inserindo sequencialmente cada *turning point* das tensões locais elásticas equivalentes ao final de uma lista ativa $\sigma_{eq,el} = [\sigma_{eq,el}(1), ..., \sigma_{eq,el}(k)]$. As tensões e deformações locais elasto-plásticas equivalentes são também associadas a duas outras listas ativas $\sigma_{eq} = [\sigma_{eq}(1), ..., \sigma_{eq}(k)]$ e $\varepsilon_{eq} = [\varepsilon_{eq}(1), ..., \varepsilon_{eq}(k)]$ que são redimensionadas ao longo da análise. Na figura, f_{Neuber} e $f_{Ramberg}$ representam, respectivamente, as funções onde o sistema da regra de *Neuber* e a relação de *Ramberg-Osgood* são solucionados. Já a

função $f(\Delta\epsilon_{eq}, \Delta\epsilon_1, \sigma_{1,max}, \Delta\gamma_{max}, \sigma_{\perp,m}, \Delta\epsilon_{\perp,m})$ contem os diferentes modelos de dano uniaxial e multiaxial usados para determinação do número de ciclos até falha, N_f .

Figura 4.12 - Algoritmo RFTF modificado para incorporar tensões e deformações equivalentes (adaptado de CASTRO e MEGGIOLARO, 2009).

É importante destacar que o algoritmo apresentado na Figura 4.12 é válido somente para os casos que envolvem carregamento proporcional, o que corresponde às situações de interesse nesta tese. Isso porque o algoritmo admite que os picos e vales das tensões e deformações estão em fase e as razões biaxiais podem ser assumidas constantes ao longo da história. Também admite que não há mudança no coeficiente de *Poisson* após o escoamento, fazendo com que a aproximação seja boa somente quando as deformações plásticas não são muito elevadas.

4.4.4 Validação da ferramenta

4.4.4.1 Geração dos laços de histerese corrigidos

A correta determinação dos laços de histerese requer o reconhecimento das curvas associadas a cada excursão do carregamento e as possíveis trocas que podem ocorrer quando os laços estão acoplados. A fim de testar as funcionalidades do algoritmo implementado, um exemplo

do livro de Stephens et al. (2001) foi reproduzido, onde um componente mecânico é continuamente submetido à história uniaxial de tensões elásticas locais mostrada na Figura 4.13a. O material usado é o aço RQC-100 com $n' = 0,14$ e $K' = 1434$ MPa. Os laços de histerese obtidos com base na regra de *Neuber* e na relação de *Ramberg-Osgood* são ilustrados na Figura 4.13b e mostram excelente acordo entre os valores das tensões e deformações elasto-plásticas determinados por meio da ferramenta desenvolvida e aqueles apresentados como referência.

Figura 4.13 - Exemplo de validação do gerador de laços de histerese corrigidos: (a) história de tensões elásticas locais; (b) laços de histerese gerados com base na ferramenta desenvolvida.

4.4.4.2 Aplicação dos critérios de falha: placa com furo circular central

A fim de validar os critérios de falha implementados, o exemplo da placa com furo central foi modelado. Este é um caso de interesse para o estudo de ligações rebitadas, pois captura o efeito somente do furo na concentração de tensões, o que corresponde a uma situação intermediária entre o caso da placa furada com rebite pré-esforçado e o da placa furada com rebites sem pré-esforço, os quais transferem carga apenas por tensões de suporte sobre a borda do furo. O exemplo consiste em reproduzir alguns testes reportados originalmente nos trabalhos de Sehitoglu (1981, 1983) e analisados por meio de uma ferramenta numérica desenvolvida por Aghoury (2012). Os testes foram realizados utilizando-se placas de aço ASTM A36 laminadas a quente, com um furo central circular, submetidas à tensão nominal uniforme na seção bruta, sob controle de carga totalmente alternada ($R=-1$). Detalhes da geometria dos espécimes e da região modelada são mostrados na Figura 4.14a.

As propriedades do material são as mesmas obtidas nos testes reportados por Sehitoglu (1981), com os seguintes valores: $E = 200$ GPa; $\nu = 0.30$; $b = -0.11$; $c = -0.48$; $\sigma'_f = 1118$ MPa; $\varepsilon'_f = 0.338$; $K' = 1336$ MPa; $n' = 0.226$. Foram reproduzidos numericamente os testes com os seguintes níveis de amplitude da tensão nominal na seção líquida: $\sigma_{a,net} = [117.06, 126.10, 135.04, 144.40, 162.12, 180.10, 225.10]$ MPa. Cada nível representa um teste sob gamas de amplitude constante. Os fatores de correção da resistência à fadiga (k_{sf} , k_{se} , k_{le} , k_t e k_r) foram tomados iguais a 1.0 em todos os casos, de forma que $b^* = b$ e $\sigma_f^* = \sigma'_f$.

Figura 4.14 - (a) Dimensões dos espécimes estudado por Sehitoglu (1983) ; (b) modelo em elementos finitos desenvolvido em ABAQUS™.

Um modelo 3D linear foi construído no código ABAQUS™ usando elementos finitos sólidos do tipo C3D8R, cuja malha, condições de contorno e carregamento se encontram representados na Figura 4.14b. As tensões e deformações principais elásticas, referentes às simulações com os diferentes níveis de carga reversa, foram extraídas para um conjunto de elementos na vizinhança do furo e usadas como dados de entrada para diferentes modelos de dano, uniaxiais e multiaxiais. As tensões equivalentes foram determinadas com base na teoria de *von Mises* e da *máxima tensão principal absoluta* (AMP). Os resultados numéricos previstos foram então comparados com os obtidos experimentalmente e com as previsões geradas pelo programa CorrFLP (AGHOURY, 2012), baseadas em resultados de análises não-lineares em elementos finitos onde o comportamento plástico do material é simulado considerando a lei de endurecimento cinemático. A Figura 4.15 mostra uma comparação entre o número de ciclos de iniciação observado experimentalmente e o número de ciclos previsto

usando os diferentes modelos. Na figura, a linha tracejada corresponde à bissetriz onde as previsões numéricas são idênticas às observações experimentais. As linhas contínuas indicam a aplicação de um fator 2 acima e abaixo da bissetriz.

Figura 4.15 - Validação da ferramenta com base em diferentes modelos e resultados experimentais.

Os resultados apresentados na Figura 4.15 sugerem que a aplicação da regra de *Neuber* em conjunto com os diferentes critérios de falhas conduz a resultados razoavelmente conservadores na maioria dos casos. Resultados não-conservadores são obtidos em algumas situações, quando as tensões nominais são de 180.10 MPa e 225.10 MPa. A comparação com os resultados das análises realizadas por Aghoury (2012) indica que a correção elasto-plástica feita por intermédio do *método das razões constantes* e da regra de *Neuber* é a principal causa das diferenças em relação aos dados experimentais, uma vez que este autor obteve boa concordância com os resultados dos testes ao realizar a análise cíclica não-linear diretamente no modelo em elementos finitos e prever a vida à fadiga com base nos modelos clássicos ϵN . No entanto, as previsões usando a correção elasto-plástica são consideradas aceitáveis e, em geral, apresentam melhor correlação com os dados experimentais quando empregada em conjunto com o modelo multiaxial de *Brown-Miller*. Os resultados mais conservadores foram obtidos quando a relação de *Basquin-Coffin-Manson* foi utilizada com base nas máximas tensões principais absolutas (AMP).

Também são percebidas diferenças quando o modelo uniaxial de *Basquin-Coffin-Mason* é aplicado em conjunto com as tensões equivalentes AMP e *von Mises*. A razão para este comportamento está relacionado à existência de uma pequena tensão principal intermediária, (σ_2) que surge na direção da espessura devido às restrições parciais das deformações dos elementos localizados em torno do plano médio da placa, fazendo com que o estado de tensão no ponto crítico não seja puramente uniaxial. Tal situação é ilustrada na Figura 4.16 para uma simulação com $\sigma_{a,net} = 162.12$ MPa. Verifica-se uma pequena diferença entre os valores máximos e mínimos da tensão AMP e de *von Mises*. O modelo de dano e a correção elasto-plástica são sensíveis a esta diferença, o que se reflete diretamente em disparidades de previsões da vida à fadiga.

Figura 4.16 - Estado de tensão elástica no ponto crítico quando $\sigma_{a,net} = 162.12$ MPa.

A Figura 4.17 mostra uma comparação entre os contornos de dano gerados ao final da vida de iniciação da trinca, obtidos a partir do programa CorrFLP e com base nas sub-rotinas implementadas. Os campos de dano são compatíveis apesar das diferenças entre as malhas, que foram significativamente mais finas no modelo estudado por Aghoury (2012). É importante ressaltar que este refinamento é uma exigência para o programa CorrFLP, uma vez que as tensões e deformações usadas nos modelos de previsão não são extraídas na superfície da borda do furo e sim a uma certa profundidade calculada de acordo com a Teoria das Distâncias Críticas (TAYLOR, 2007) ou atribuída diretamente pelo usuário. Para o caso em questão, este comprimento foi pré-estabelecido com base nas observações reportadas por Sehitoglu (1983), com valores variando entre 0.066 mm a 0.088 mm.

(a) Fonte: Aghoury (2012)

(b)

Figura 4.17 - Contornos de dano durante a iniciação da trinca: (a) programa corrFLP (Aghoury, 2012); (b) usando a ferramenta desenvolvida.

5. ANÁLISE GLOBAL DA PONTE SOBRE O RIO FUNDÃO

5.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo é apresentada uma aplicação da metodologia de análise global à fadiga a um caso real. A ponte sobre o Rio Fundão foi escolhida para representar um conjunto de sistemas estruturais compostos de treliças metálicas, típicos na Estrada de Ferro Vitória-Minas (EFVM), uma das mais importantes do Brasil, dedicada essencialmente ao transporte de minério de ferro e cargas gerais. Inicialmente foi desenvolvido um modelo global tridimensional em elementos finitos da ponte e os resultados são confrontados com os obtidos a partir de uma campanha de monitoramento de curta duração. O modelo é atualizado com base nos dados do levantamento geométrico da estrutura atual de forma que, após aferido, possa também ser usado para simular a condição original da ponte. O monitoramento foi idealizado para capturar as deformações e deslocamentos globais, medidos sob condições normais de tráfego. São realizadas análises paramétricas de dano e análises de previsão da vida à fadiga baseadas em diferentes modelos SN, recomendados pelos principais códigos internacionais. A sensibilidade do comportamento à fadiga é analisada diante de vários modelos de carregamento, que representam as mais relevantes configurações de trens e tipos de veículos que trafegam pela ponte.

5.2 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

A ponte sobre o Rio Fundão está localizada no km 051+585 da Linha 01 da Estrada de Ferro Vitória-Minas (EFVM), no município de Fundão, Estado do Espírito Santo, a aproximadamente 50 km da capital Vitória. A abertura à circulação teve início na década de 40, quando a EFVM foi incorporada à CVRD (atual Companhia VALE). A ponte é uma estrutura metálica treliçada do tipo "*thru*" (*through-type*) de 41 m de vão projetada segundo as especificações da antiga AREA (1941) para o trem-tipo Cooper E-50. Segundo o projeto, que data de 1943, o aço é especificado como "*O. H. steel*" (*open hearth steel*), tipo ASTM A7-39 (ASTM, 1939).

A superestrutura é constituída por um par de treliças *Warren* paralelas compostas de perfis de aço laminados a quente e unidas na parte superior e inferior por elementos de contraventamento (Figura 5.1). O estrado inferior é composto por vigas longitudinais (*stringers*) segmentadas entre as vigas transversais (*floor beams*) a cada 6,83 m. Em suas extremidades, as vigas transversais ligam-se aos montantes na região dos nós inferiores das treliças. A ferrovia possui bitola métrica e apoia-se sobre as vigas longitudinais através de dormentes de madeira onde são fixados os trilhos de perfis TR68. Os dormentes são recortados de maneira a se encaixarem sobre as vigas longitudinais para impedir o deslocamento lateral da via férrea. Cada treliça assenta-se sobre encontros de concreto armado por intermédio de aparelhos de apoio metálicos, os quais, no lado leste, restringem as translações transversais e longitudinais. Os aparelhos de apoio do lado oeste permitem, além da rotação, a translação longitudinal e impedem os movimentos transversais. Uma vista geral da ponte é mostrada na Figura 5.1a e um esquema destacando os graus de liberdade dos aparelhos de apoio é mostrado na Figura 5.1b. Uma representação de todos os membros da ponte é ilustrada na Figura 5.2.

Figura 5.1 - Ponte sobre o Rio Fundão: (a) vista geral; (b) corte longitudinal dos aparelhos de apoio.

Figura 5.2 - Identificação dos membros da ponte sobre o Rio Fundão

De acordo com os documentos de projeto, as designações usadas para os perfis seguem as especificações da antiga *Carnegie Steel Company* (posteriormente incorporada à *U.S. Steel Company*), não mais empregadas nos dias de hoje. Dessa maneira, as nomenclaturas usadas para as formas dos perfis laminados a quente precisaram ser convertidas para o formato AISC equivalente (AISC, 2005; GUSTAFSON, 2007). As informações obtidas a partir desta consulta foram reunidas e são apresentadas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Seções transversais da ponte segundo informações do projeto

Membro	Perfis <i>Carnegie Steel</i>	Equivalente AISC	$A_{projeto}$ (mm ²)
U1-U3	2x15C40 + PL21x7/16	2xC15x40 + PL21x7/16	21153.18
L0-L2	12CB65	W12 x 65	12322.56
L2-L2	12CB106	W12x106	20128.99
L1-U1=L2-U2 =L3-U3	12CB45	W12x45	8516.11
L2-U1	12CB58	W12x58	10967.72
L2-U3	2x12C25	2xC12x25	9483.85
L0-U1	2x15C40 + PL21x7/16	2xC15x40 + PL21x7/16	21153.18
F1	36CB150	W36x150	28516.07
F2	36CB182	W36x182	34580.58
S	33CB141	W33x141	26838.66
SL	L4x4x3/8	L4x4x3/8	1845.16
BL1	L6x4x5/8	L6x4x5/8	3780.64
BL2	L6x4x7/16	L6x4x7/16	2696.77
BL3	L4x3(1/2)x3/8	L4x3(1/2)x3/8	1722.58
TL	L4x4x1/2	L 4x4x1/2	2419.35
TS	14CB48	W 14x48	9096.76
PS	PL15x3/8+PL27x3/8+ L6x4x1/2+L4x4x3/8	PL15x3/8+PL27x3/8+ L6x4x1/2+L4x4x3/8	15070.94
K3	2xL 3(1/2)x3x3/8	2xL 3(1/2)x3x3/8	2967.74

PL = placa, CB = perfil "I" *Carnegie Steel*, W = perfil "I" AISC, C = perfil "C", L = perfil "L"

No projeto original foram recomendadas placas *gusset* com conexões rebitadas em todas as ligações entre os membros da estrutura. No entanto, modificações foram feitas ao longo dos anos e a maioria das barras das treliças, sujeitas predominantemente à tração, foram substituídas por outras com parafusos de alta resistência no lugar dos rebites (ver Figura 5.3).

Figura 5.3 - Tipos de ligações usados na configuração original e atual da ponte

Conforme constatado por inspeção visual e levantamento geométrico realizados em 2011, as mudanças em relação à estrutura original consistiram basicamente na substituição dos conectores e na introdução de novos membros fabricados com aço estrutural ASTM A-36 e com dimensões próximas daquelas usadas nos perfis originais (Figura 5.4). Uma comparação entre as áreas das seções obtidas no levantamento em campo e no projeto é apresentada na Tabela 5.2. Com exceção dos contraventos superiores (TL), que foram reforçados devido à vibração excessiva, pode-se dizer que os perfis são compatíveis entre si. Ressalta-se que as diferenças observadas provavelmente são menores, uma vez que as espessuras dos perfis na condição atual da ponte foram medidas incluindo uma camada de pintura usada para proteção à corrosão. As motivações para as intervenções realizadas na ponte no ano de 2007 são descritas a seguir.

Figura 5.4 - Dimensões das seções transversais baseadas no levantamento geométrico da ponte

Tabela 5.2 - Comparação entre as áreas dos perfis de projeto e as áreas levantadas na estrutura atual

Membro	$A_{projeto} (mm^2)$	$A_{inspeção} (mm^2)$	$A_{inspeção} / A_{projeto}$
U1-U3	21153.18	20656.00	0.98
L0-L2	12322.56	14586.00	1.18
L2-L2	20128.99	20743.58	1.03
L1-U1=L2-U2=L3-U3	8516.11	9049.00	1.06
L2-U1	10967.72	12392.00	1.13
L2-U3	9483.85	9712.63	1.02
L0-U1	21153.18	20656.00	0.98
F2	34580.58	34258.00	0.99
S	26838.66	25922.00	0.96
BL1	3780.64	3840.00	1.01
TL	2419.35	6026.00	2.49
TS	9096.76	11577.00	1.27
PS	15070.94	17594.00	1.17
K3	2967.74	3208.92	1.08

5.2.1 Motivações para as ações de reparo

Os sistemas estruturais em treliças tipo *Warren* semelhantes ao da Ponte sobre o Rio Fundão são típicos na EFVM e estão presentes em 16 das 153 pontes existentes ao longo de sua extensão. Isso ocorre porque o mesmo projeto foi encomendado à *U. S. Steel Company* para construção das pontes com 41 m de vão, as quais foram colocadas em operação praticamente na mesma época, por volta de 1944. Em 2005 foi estabelecida uma meta para a inspeção das pontes em um período de 5 anos, mas no final desse ano decidiu-se encurtar o ciclo para 3 anos, após avaliação do crescimento do transporte de minério de ferro e de cargas gerais. Em 2006 foi detectada uma falha em um dos montantes de extremidade (membro L1-U1) da ponte sobre o Rio Correntes (Figura 5.5), uma das estruturas construídas a partir do mesmo projeto base. Segundo conclusões dos laudos emitidos na época (CONSTRUTORA ROCA, 2007; SPECTROSCAN, 2007), a falha foi causada por fadiga sob baixas gamas de tensões. Em 2007, a ponte sobre o Rio Suaçuí (Figura 5.6), outro exemplar de mesmas características, também apresentou falha similar no montante de extremidade. Após estes eventos, decidiu-se em 2007 substituir os membros considerados críticos de todas as outras pontes com sistemas similares, incluindo no grupo a ponte sobre o Rio Fundão.

Por ser uma amostra representativa do grupo de pontes em treliças *Warren* com 41 m de vão, existentes na EFVM, a ponte sobre o rio Fundão foi escolhida para investigação dos fenômenos que causaram as falhas detectadas nas demais estruturas, antes das ações de reparo. Uma avaliação da condição pós-reparos também foi desenvolvida com base na

elaboração de modelos numéricos em elementos finitos e no monitoramento de curta duração da estrutura.

Figura 5.5 - Falha por fadiga detectada no membro L1-U1 da ponte sobre o Rio Correntes em 2006: (a) vista da ligação e seção rompida (CONSTRUTORA ROCA, 2007); (b) ensaio com líquido penetrante no local de iniciação da trinca (SPECTROSCAN, 2007)

Figura 5.6 - Falha por fadiga detectada no membro L1-U1 da ponte sobre o Rio Suaçuí em 2007
(Fonte: arquivo de inspeções - EFVM/VALE)

5.3 TESTES DE CAMPO

Em 2011 foi realizada uma campanha de monitoramento de curta duração para avaliação da fadiga nos membros da treliça, especialmente os montantes mais solicitados. O comportamento global da ponte foi medido a partir de extensômetros elétricos de resistência e transdutores indutivos de deslocamento instalados em diferentes localizações da ponte, conforme esquema mostrado na Figura 5.7. As seções foram escolhidas para capturar o comportamento global da ponte, através das medidas de deformações nominais em regiões distantes da influência das conexões. Foram instalados extensômetros na treliça sul, em seções transversais da diagonal de extremidade (seção EP), montantes (seções V1, V2 e V3), diagonais intermediárias (seção D1) e corda inferior (seção BC). Os deslocamentos verticais no meio do vão foram obtidos por meio dos transdutores DV1 e DV2 instalados nas treliças sul e norte, respectivamente. Os extensômetros S1 a S8 foram dispostos na direção

longitudinal de cada membro e distribuídos nas seções transversais conforme destacado na Figura 5.7b.

Figura 5.7 - Seções instrumentadas nos membros da treliça da ponte sobre o Rio Fundão

Na Figura 5.8 apresentam-se alguns detalhes do posicionamento dos transdutores indutivos de deslocamentos no meio do vão. O método de medição utilizou uma técnica que simula uma referência fixa com auxílio de um sistema mola-arame tracionado por um peso disposto no leito do rio. A transmissão do deslocamento para o transdutor é realizada para que seja minimizada a influência das vibrações laterais do sistema mola-arame devidas ao vento, à corrente do rio e/ou à passagem dos trens sobre a ponte.

Figura 5.8 - Sistema de medição dos deslocamentos verticais no meio do vão

Foram utilizados extensômetros elétricos auto-compensados para temperatura, de 120 ohms e 10 mm de comprimento de grade, série KFG-10-120-C1-11 da marca *Kyowa*®, com *gage factor* igual a 2.1. Já os deslocamentos foram medidos por transdutores indutivos de deslocamentos da marca *HBM*®, série WA-T, com 100 mm de curso e sensibilidades igual a 100 mV/mm, ligados a amplificadores de sinais do tipo AE-501 da mesma marca. O sistema usado para aquisição de dados é o equipamento SCXI da marca *National Instruments*®. Este sistema dispõe de vários módulos de condicionamento de sinais para uso com diferentes tipos de sensores. Para o caso em estudo, foram usados os módulos SCXI-1521b (24 canais analógicos) para medidas de deformações com extensômetros em $\frac{1}{4}$ de ponte de *Wheatstone* ligados a três fios e o módulo USB SCXI-1125 (8 canais analógicos) para medidas de voltagens associadas aos sinais de deslocamentos. O módulo SCXI-1600, com resolução de 16-bit, foi utilizado para controle e digitalização. Uma aplicação no programa *LabVIEW*® (NATIONAL INSTRUMENTS, 2004) foi desenvolvida para controlar e configurar os módulos da aquisição de dados, na qual também é possível remover desvios, compensar a resistência elétrica dos cabos, aplicar filtros digitais, aplicar constantes de calibração, visualizar e armazenar dados em tempo real. A taxa de amostragem de 1000 Hz foi adotada para todos os casos.

A descrição da campanha de monitoramento da ponte sobre o Rio Fundão, registros adquiridos e pós-processados, bem como a avaliação estrutural, constam nos relatórios desenvolvidos por Bittencourt et al., 2011 e Bittencourt et al., 2012.

5.3.1 Monitoramento sob ação do tráfego ferroviário

Durante uma semana foram realizados testes sob tráfego normal. A maioria dos trens observados na amostra é composta por diferentes configurações de locomotivas DASH 9W, vagões Gôndola (GDE). Uma composição mista de cargas gerais, com a presença de vagões Hopper (HFE) carregados, e um trem de passageiros também foram detectados. As características dos principais veículos usados nos trens de minério de ferro e no trem de carga geral monitorados são mostradas na Figura 5.9. Os vagões usados para compor o trem de passageiros são mostrados na Figura 5.10. Valores das cargas referentes a cada equipamento são apresentados na Tabela 5.3. As composições utilizadas para transporte de minério de ferro podem apresentar variações quanto à carga/eixo devido às diferentes capacidades de carga nominal dos vagões Gôndola. Ao longo do monitoramento, foram constatados três tipos de

vagões Gôndola identificados na Tabela 5.3 como GDE tipo A, GDE tipo B e GDE tipo C. Em relação aos vagões Hopper, as cargas/eixo também podem sofrer variações consideráveis dependendo da natureza da carga transportada. Devido a restrições operacionais e logísticas não foi possível implantar um *Wheel Impact Load Detector* (WILD) nas imediações da ponte para uma verificação mais detalhada das cargas. A instrumentação também foi limitada para se adaptar às normas de liberação da ferrovia.

Tabela 5.3 - Carregamentos para diferentes veículos monitorados.

Veículo	Função	Carga bruta (kN)	P (kN)	Densidade de carga (kN/m)
DASH 9W	Locomotiva	1600.00	200.00	69.32
GDE tipo A	Minério de ferro	960.00	240.00	98.46
GDE tipo B	Minério de ferro	1000.00	250.00	102.56
GDE tipo C	Minério de ferro	1100.00	275.00	112.82
HFE	Carga geral	1000.00	250.00	58.62
BC	Gerador	291.00	72.75	16.53
PC tipo A	Passageiro classe econômica	380.00	95.00	15.95
PC tipo B	Passageiro 1ª classe	308.00	77.00	17.50
EC	Passageiro executivo	380.00	95.00	15.95
RC	Lanchonete e restaurante	380.00	95.00	15.95

Figura 5.9 - Veículos ferroviários : (a) vagão Gôndola; (b) vagão Hopper; (c) locomotiva DASH 9W

Figura 5.10 - Vagões usados no trem de passageiros

5.3.2 Identificação dos trens e determinação das velocidades

As velocidades das composições monitoradas foram obtidas com a utilização de um método semelhante ao descrito em Liljencrantz, Karoumi e Olofsson (2007); Leander, Andersson e Karoumi (2010) e Chellini, Lippi e Salvatore (2012). O método é baseado na diferença de fase entre dois sinais (ε_a e ε_b) associados a dois sensores (a e b) que estão separados por uma distância L_s . A velocidade (v) é determinada de acordo com a eq.(5.1), onde f_s é a frequência de amostragem e p é um parâmetro que maximiza a defasagem entre os dois sinais. O parâmetro p pode ser calculado segundo a formulação expressa na eq.(5.2), onde n é o número de amostras de cada sinal. Os subscritos i e $i + p$ são índices dos passos de tempo dos sinais ε_a e ε_b , respectivamente. Este procedimento possui a vantagem de não exigir qualquer informação sobre características geométricas dos veículos que trafegam sobre a ponte.

$$v = \frac{L_s \cdot f_s}{p} \quad (5.1)$$

$$\text{Computa } p \text{ sujeito a } F(p) = \max \left(\frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^{n-p} \varepsilon_{a,i} \cdot \varepsilon_{b,i+p} \right) \quad (5.2)$$

Os sensores S2 e S8, separados por uma distância $L_s = 13.66$ m, foram selecionados para estimativa das velocidades. A Tabela 5.4 apresenta a identificação dos trens observados nos

testes e as respectivas velocidades calculadas conforme o método acima. Foram capturadas velocidades entre 24 km/h e 31 km/h. A Figura 5.11 mostra um exemplo de histórias de deformações no sensor S8 relacionadas às passagens de um trem de minério de ferro (T2), de um trem graneleiro (T7) e do trem de passageiros (T4). Os valores representados na abscissa estão normalizados pela distância $X = v \cdot T$, onde T é o período do sinal. A composição T2 possui além da locomotiva frontal, uma outra intermediária que separa dois grupos de vagões GDE. Já a composição T7, possui outros tipos de vagões Hopper além do HFE, o que pode ser percebido pela mudança de patamares nas regiões de alternância das deformações. O trem de passageiros (T4) é formado por uma locomotiva frontal DASH 9W, seguido de um vagão gerador BC, quatro vagões executivos EC, um vagão nacional PC de 1ª classe (tipo B), dois vagões RC (lanchonete e restaurante), quatro vagões romenos PC de classe econômica (tipo A) e três vagões nacionais PC de classe econômica (tipo B).

Tabela 5.4 - Ponte sobre o Rio Fundão: trens monitorados durante os testes de campo.

Trem	Função	v m/s (km/h)	Trem	Função	v m/s (km/h)
T1	minério	7.01 (25.23)	T7	grãos e outros	6.83 (24.60)
T2	minério	7.19 (25.89)	T8	minério	7.19 (25.89)
T3	minério	7.59 (27.33)	T9	minério	7.19 (25.89)
T4	passageiros	8.54 (30.75)	T10	minério	6.67 (24.00)
T5	minério	6.67 (24.00)	T11	minério	7.01 (25.23)
T6	minério	7.01 (25.23)	T12	minério	7.01 (25.23)

Figura 5.11 - Deformações medidas no sensor S8 referentes às passagens do trem T2 (minério de ferro), T7 (graneleiro) e T4 (passageiros)

5.4 MODELO GLOBAL EM ELEMENTOS FINITOS

O uso de elementos de viga na modelagem em EF é uma técnica que se mostra eficiente em termos de economia de tempo e, no caso de pontes em treliças metálicas, tem sido empregado com sucesso (ver casos descritos por KALIYAPERUMAL et. al, 2011 e ADAMSON; KULAK, 1995). Nesse contexto, a fim de minimizar os requisitos de tempo para a análise, foi desenvolvido um modelo tridimensional com elementos de viga, em nível global, para investigar os membros da treliça mais sensíveis ao dano por fadiga, em função do carregamento induzido pelo tráfego ferroviário.

Um modelo inicial foi criado de acordo com as informações existentes nos documentos de projeto. Posteriormente, este modelo foi atualizado com base nos dados disponibilizados pela inspeção visual e levantamento geométrico da estrutura. Em todos os casos foram utilizados elementos espaciais cúbicos de viga *Euler-Bernoulli* com dois nós (identificados no programa ABAQUS como B33). Valores representativos de 205 GPa (BITTENCOURT et al., 2010) para o módulo de elasticidade, 7850 kg/m^3 para a densidade e 0,3 para o coeficiente de Poisson, foram especificados para o aço estrutural, admitindo-se comportamento elástico-linear. Condições de suporte simples foram assumidas tomando-se como referência os tipos de apoio da estrutura real.

Foram introduzidas barras rígidas de massas não-nulas na região de influência das ligações, cujo contorno é limitado pelo tamanho das placas *gusset* (Figura 5.12). A excentricidade da ligação entre o estrado inferior e as treliças foi permitida inserindo-se algumas dessas barras rígidas entre os pontos de extremidades das vigas transversais e os correspondentes nós das ligações da treliça. As excentricidades existentes em outras ligações (vigas longitudinais e contraventos, por exemplo) foram representadas por elementos conectores de dois nós (CONN3D2 tipo *beam*), os quais não introduzem massas no modelo.

As conexões foram assumidas totalmente rígidas para detectar tanto o efeito de flexão no plano quanto fora do plano da treliça. Isto resulta em flexões secundárias, que introduzem tensões adicionais nas barras. Tal hipótese é geralmente negligenciada no estágio de projeto, onde os membros da treliça são, na maioria dos casos, considerados como rótulas livres, o que pode afetar o desempenho quanto à fadiga especialmente nos elementos que participam de ligações onde a restrição a rotação é maior (AKESSON, 2010). Alguns estudos têm mostrado que o uso de ligações rígidas na simulação global de pontes com conexões rebitadas resulta em histórias de deformações mais realistas quando comparadas com resultados de medidas de

campo (ADAMSON e KULAK, 1995; PHILBRICK JR.; ZODO; SCHIFF, 1995; RIGHINIOTIS et al., 2006).

Figura 5.12 - Modelo global da ponte sobre o Rio Fundão

As funções de forças dos nós que compõem o percurso do trem foram obtidas admitindo-se que as cargas de roda são aplicadas diretamente sobre as vigas longitudinais. Para fins de comparação com resultados experimentais, foi simulada uma composição ferroviária formada por duas locomotivas frontais DASH 9W seguidas de 168 vagões GDE carregados. Esta é a configuração dos trens T1, T3, T5, T6, T8, T10 e T11, detectados durante os testes de campo. O trem de passageiros com a configuração do comboio T4, observado durante o monitoramento, também foi simulado para fins de comparação. As análises foram realizadas considerando as velocidades obtidas por via experimental.

5.4.1 Análise quase-estática

Uma comparação entre as deformações quase-estáticas resultantes da simulação da passagem de um trem de minério carregado (vagões GDE tipo A) e as deformações obtidas por via experimental para o trem T3 é apresentada na Figura 5.13. As simulações foram realizadas com um incremento de tempo $\Delta t = 0.02$ s considerando o modelo atualizado com as seções transversais levantadas em campo. Os gráficos da Figura 5.13 mostram os resultados com um *zoom* em uma janela de tempo correspondente a 13% do período de tempo do sinal. Uma melhor concordância entre os resultados medidos e os resultados do modelo global em EF só foi possível quando foram consideradas as contribuições tanto da flexão no plano quanto fora do plano da treliça nas deformações numéricas detectadas no ponto onde cada sensor foi instalado, o que sugere haver restrições não negligenciáveis das rotações, especialmente na

ligação entre as vigas transversais e os montantes. Uma comparação em termos da raiz do valor quadrático médio (RMS) das deformações é apresentada na Figura 5.14. A linha tracejada indica a situação ideal, onde os resultados experimentais são idênticos aos determinados numericamente. Embora existam algumas diferenças entre as histórias de deformações, especialmente nos intervalos de tempo correspondentes às passagens dos vagões, a boa concordância entre os resultados indica que a resposta da estrutura é dominada pelo efeito quase-estático do carregamento.

Figura 5.13 - Comparação entre as histórias de deformações obtidas por via experimental e numérica para a passagem do trem de minério de ferro T8.

Figura 5.14 - Comparação entre os valores RMS de deformações obtidas por via experimental e numérica para a passagem do trem de minério de ferro T3.

Deformações numéricas resultantes da simulação do trem de passageiros foram também comparadas às obtidas no monitoramento durante a passagem da composição T4. Os

resultados são apresentados nas Figuras 5.15 a 5.17 em termos de histórias de deformações e na Figura 5.18 na forma de valores RMS. Novamente, pode-se constatar boa concordância entre as respostas simuladas e medidas, com predominância da componente estática da resposta.

Figura 5.15 - Comparação entre as histórias de deformações nos pontos S1 e S2 obtidas por via experimental e numérica para a passagem do trem de passageiros.

Figura 5.16 - Comparação entre as histórias de deformações nos pontos S3 e S4 obtidas por via experimental e numérica para a passagem do trem de passageiros.

Figura 5.17 - Comparação entre as histórias de deformações nos pontos S6 e S8 obtidas por via experimental e numérica para a passagem do trem de passageiros

Figura 5.18 - Comparação entre os valores RMS de deformações obtidas por via experimental e numérica para a passagem do trem de passageiros.

Os resultados obtidos para os deslocamentos verticais no meio do vão são apresentados na Figura 5.19. Nota-se que respostas experimentais são razoavelmente próximas às determinadas numericamente, tanto para o trem de minério quanto para o trem de passageiros. Neste último caso, verifica-se uma subestimação dos deslocamentos por parte do modelo numérico, especialmente durante as passagens das locomotivas frontais. A partir da análise das deformações e deslocamentos pode-se concluir que, apesar dessas diferenças, a simulação quase-estática consegue capturar o comportamento global da estrutura de forma satisfatória e dentro de limites aceitáveis para uma posterior avaliação do desempenho à fadiga dos membros críticos.

Figura 5.19 - Comparações entre as histórias de deslocamentos verticais obtidas por via experimental e numérica para as passagens (a) de um trem de minério de ferro (T3) e (b) do trem de passageiros (T4)

5.4.2 Análise dinâmica modal

Uma análise modal foi realizada para detectar os principais modos de vibração, que contribuem mais significativamente para as respostas dinâmicas de interesse da ponte. Os primeiros modos da estrutura correspondem a movimentos predominantemente laterais até aproximadamente 7 Hz, e na faixa de frequências entre 7 Hz e 30 Hz estão localizados todos os modos que efetivamente contribuem para resposta de flexão vertical da ponte. Foi detectado um grande número de modos locais, que envolvem movimentos vibratórios dos montantes, diagonais, cordas e contraventos, aumentando significativamente a quantidade de autovetores da análise. Devido às elevadas amplitudes modais dos membros da treliça comparadas às dos membros do estrado inferior (sistema longarinas-transversinas), há um acoplamento das respostas globais e locais, o que dificulta a visualização dos principais modos da estrutura. Outra característica da resposta é a existência de modos semelhantes com frequências próximas entre si. Alguns dos principais modos de vibração lateral da ponte são apresentados na Figura 5.20. Para melhor identificação do movimento do estrado, foram omitidos os graus de liberdade dos membros da treliça com exceção dos montantes. Na Figura 5.21 são mostrados alguns dos principais modos verticais. Neste caso, os contraventos superiores e inferiores foram omitidos para melhor visualização.

Figura 5.20 - Alguns dos principais modos laterais da ponte

Figura 5.21 - Alguns dos principais modos de flexão vertical da ponte.

Após a extração das propriedades modais, o modelo atualizado foi submetido a análises dinâmicas simulando a passagem da composição T3, analisada via procedimento quase-estático descrito no item anterior. A taxa de amortecimento $\zeta = 0.5\%$ (aproximação assumida para pontes metálicas com vão maior que 20 m de acordo com ERRI D214/RP9, 2001) foi adotada igualmente para todos os modos. Um estudo paramétrico foi realizado para capturar a influência do número de modos que efetivamente contribuem para a resposta da estrutura. A superposição de modos com frequências até 13.261 Hz parece ser suficiente para obter o deslocamento vertical no meio do vão (Figura 5.22), o que corresponde à inclusão de até 62 modos na análise. No entanto, há um grande número de modos na faixa de frequências de interesse com contribuições negligenciáveis e podem ser excluídos da superposição para reduzir o tempo de análise. Um incremento de tempo fixo $\Delta t = 0.02$ s foi utilizado no procedimento após a realização de estudos paramétricos para detectar a influência da resposta quanto a essa variável. Os resultados globais mostraram-se insensíveis a incrementos menores

que 0.02 segundos. As massas consideradas nas análises dinâmicas são calculadas automaticamente a partir dos volumes dos membros e da massa específica do material da ponte.

Figura 5.22 - O efeito da contribuição de múltiplos modos no deslocamento vertical no meio do vão
(Nota: simulação com o trem de minério com vagões GDE de 240 kN/eixo).

5.4.3 Análise dinâmica por integração direta

Na integração direta implícita foi utilizado o método HHT com parâmetro $\alpha = -0.05$, $\beta = (1/4) \cdot (1 - \alpha)^2$ e $\gamma = (1/2) - \alpha$, onde α é o parâmetro que controla a dissipação numérica do algoritmo (HILBER; HUGHES; TAYLOR, 1977). Incrementações fixa ($\Delta t = 0.02$ s) e automática foram utilizadas para fins de comparação. Os fatores de amortecimento viscoso de Rayleigh foram obtidos considerando que a taxa $\zeta = 0.5\%$ ocorre igualmente nas frequências de $\omega_1 = 51.89$ rad/s e $\omega_2 = 72.57$ rad/s (ver Figura 5.23), as quais correspondem a dois dos modos que mais contribuem para a resposta vertical do modelo. Os valores dos fatores de amortecimento proporcional à massa, $\alpha_r = 2\zeta\omega_1\omega_2/(\omega_1 + \omega_2)$, e amortecimento proporcional à rigidez, $\beta_r = 2\zeta/(\omega_1 + \omega_2)$, foram de $3.026 \times 10^{-1} \text{ s}^{-1}$ e $8.00 \times 10^{-5} \text{ s}$, respectivamente. As análises foram realizadas tomando-se como referência o modelo atualizado.

Figura 5.23 - Curva de amortecimento de Rayleigh usada no procedimento de integração direta.

5.4.4 Comparação entre os procedimentos de análise

A Figura 5.24 mostra a comparação das histórias de deflexões verticais no meio do vão obtidas a partir dos diferentes tipos de análises realizadas no modelo atualizado sob a passagem do trem T3. São representadas diferentes curvas relacionadas aos procedimentos quase-estático e dinâmico, inclusive aquelas que utilizam o recurso de incrementação automática na integração direta. Na figura, os resultados das análises são comparados também às medidas experimentais, com um *zoom* em uma janela de tempo correspondente a 13% do período do sinal.

Figura 5.24 - Comparação entre os deslocamentos verticais para diferentes procedimentos de análise

(Nota: simulação com o trem de minério com vagões GDE de 240 kN/eixo).

As curvas de deslocamentos fornecidas pelas análises quase-estáticas, superposição modal e integração implícita são praticamente coincidentes, o que sugere que os efeitos dinâmicos

determinados na simulação são inexpressíveis, quando o modelo é submetido a um típico trem de minério de ferro com os níveis de velocidades simulados.

De uma maneira geral, os resultados das análises numéricas apresentam boa concordância com as curvas experimentais, tanto para as deformações quanto para os deslocamentos. No entanto, em alguns casos, o modelo numérico subestima as amplitudes máximas de oscilações que ocorrem durante as passagens do trem. Uma das razões para este comportamento pode está relacionada à variabilidade esperada para os pesos dos veículos, já que as análises numéricas foram realizadas com base em cargas nominais. Há uma variabilidade esperada para o peso dos veículos devido à forte dependência em relação ao tipo e volume de material transportado em cada viagem. Uma outra razão para tais diferenças pode está também relacionada às fontes secundárias de impacto gerado pelo veículo, pois na modelagem numérica não se consideram efeitos associados às irregularidades da via e/ou aos defeitos das rodas dos veículos. Em termos de eficiência computacional, o uso da incrementação automática no processo de integração implícita consegue capturar a resposta com adequada precisão para fins de uma análise global de fadiga, reduzindo significativamente o tempo da análise dinâmica.

5.5 COMPORTAMENTO GLOBAL À FADIGA E ANÁLISES DE SENSIBILIDADE

Uma vez que o modelo global foi aferido para representar o comportamento atual da ponte, é razoável utilizá-lo também para analisar o desempenho à fadiga dos membros antes das intervenções que modificaram o tipo de conectores em algumas ligações e a seção transversal de determinados membros. A investigação dos membros críticos antes e após as intervenções é uma forma de tentar compreender as causas que conduziram as falhas detectadas nas pontes construídas a partir do mesmo projeto, bem como analisar a efetividade da técnica de reabilitação utilizada. As tensões nominais calculadas a partir da modelagem global devem apresentar diferenças relacionadas somente às mudanças de seção transversal, pois os conectores não são representados neste tipo de análise. A influência do pré-esforço no conector pode ser quantificada em uma análise local, assunto este tratado detalhadamente no Capítulo 6 desta tese.

5.5.1 Caracterização dos carregamentos e membros sensíveis à fadiga

Uma das formas de identificar quais componentes são mais sensíveis à fadiga é analisar os níveis das maiores gamas de tensões nominais que atuam na seção líquida e compará-los diretamente aos limites de fadiga sob amplitudes constantes de tensões (CAFL). No entanto, apenas esse procedimento não é suficiente, pois ainda que as gamas máximas de tensões e a classe de detalhe sejam os mesmos em dois membros distintos, o número de ciclos de tensões pode variar devido à geometria da ponte. Este comportamento é refletido diretamente na configuração das linhas de influência do respectivo componente da ligação. Ao relacionar o comprimento efetivo da linha de influência do membro ($L_{e,il}$) com as características geométricas de cada veículo ferroviário, também é possível identificar quais desses veículos geram um maior número de ciclos. Para detectar os veículos ferroviários e detalhes estruturais mais relevantes, fez-se simulações de uma carga quase-estática de 1 kN trafegando sobre a ponte, a fim de determinar as linhas de influência das tensões nominais em cada membro em suas configurações original e atual. Apesar da metodologia de modelagem também permitir a realização de diferentes procedimentos de análise dinâmica, as simulações foram realizadas apenas com uso do procedimento quase-estático, admitindo que este tipo de análise é suficiente para estudar o desempenho do membro baseado na abordagem das tensões nominais. Os resultados do modelo global mostraram concordância entre as respostas numéricas quase-estática e dinâmica e se ajustaram relativamente bem aos dados experimentais.

Foram selecionados quatro detalhes da treliça para avaliar o desempenho quanto à fadiga (ver esquema mostrado na Figura 5.25). Em cada um deles, as tensões nominais foram extraídas de acordo com a eq.(5.3), aplicada a quatro pontos distintos da seção transversal efetiva (ver Figuras 5.26a e 5.26b), considerando também, além dos esforços normais, os momentos fletores que atuam tanto no plano longitudinal quanto no plano transversal da treliça, a fim de detectar a relevância dos efeitos secundários, induzidos pela distorção da ponte.

$$\sigma_n = \underbrace{\frac{N(t)}{A_e}}_{\text{axial}} + \underbrace{\frac{M_x(t) \cdot y}{I_{e,x}} - \frac{M_y(t) \cdot x}{I_{e,y}}}_{\text{flexão secundária}} \quad (5.3)$$

onde,

$N(t)$, $M_x(t)$ e $M_y(t)$ representam, respectivamente, as histórias do esforço normal, e dos momentos fletores em torno dos eixos locais. A_e é a área da seção efetiva. Para as ligações

rebitadas $A_e = A_n$ = área da seção líquida. Para ligações parafusadas $A_e = A_g$ = área da seção bruta. $I_{e,x}$ e $I_{e,y}$ são os momentos de inércia da seção efetiva e x,y são as coordenadas dos pontos críticos da seção.

Figura 5.25 - Detalhes selecionados para avaliação global da fadiga

Figura 5.26 - (a) Pontos para extração das tensões nominais na seção bruta; (b) Pontos para extração das tensões nominais na seção líquida; (c) Convenção para extração dos esforços internos na seção.

Para o caso das ligações parafusadas existentes na estrutura atual, as tensões nominais foram calculadas a partir da seção bruta (Figura 5.26a), pois este tipo de ligação é classificado como resistente ao deslizamento (KULAK; FISHER; STRUIK, 2001). Já para as ligações rebitadas, as tensões nominais foram determinadas com base na seção líquida (Figura 5.26b), assumindo que a falha por fadiga deve se desenvolver partir dos furos. Dessa forma, os momentos de inércia em torno dos eixos x e y e a área da seção foram determinados subtraindo-se as

contribuições das áreas de projeções dos furos. A Figura 5.26c mostra a convenção adotada para extração dos esforços internos em cada seção. Exemplos de linhas de influência das tensões nominais obtidas no centróide da seção efetiva para os detalhes selecionados são esquematicamente mostradas na Figura 5.27, considerando as configurações original e atual. Como esperado, diferenças pequenas entre as linhas de influências do detalhe Det-03 nas duas condições foram notadas, uma vez que este membro não foi substituído e ainda mantém as características do projeto original.

Os membros submetidos predominantemente à compressão, a exemplo das diagonais L0-U1 e L2-U3, e os membros tracionados submetidos a um menor nível de esforço normal, a exemplo da corda inferior L0-L2 e do montante L2-U2, não foram incluídos na análise. Os membros do estrado inferior, a exemplo das transversinas e longarinas, também não foram verificados por quatro motivos principais a saber:

- i. Não foram relatados até o presente, em nenhuma das pontes similares existentes na ferrovia, problemas de fadiga ou fratura nestes tipos de elementos;
- ii. Suas seções transversais são compostas de perfis monolíticos laminados a quente, de forma que as zonas de momentos fletores máximos ocorrem nas regiões onde o material é plano e distante das ligações, o que constitui a classe de maior resistência à fadiga recomendada pelos códigos internacionais;
- iii. As conexões rebitadas ocorrem somente nas extremidades dos membros e, no caso das ligações entre as transversinas e as longarinas, os conectores trabalham também sob tração normal o que dificulta ou inviabiliza a aplicação das curvas SN convencionais, que na maioria das situações são baseadas em testes com conectores em cisalhamento;
- iv. Devido à elevada rigidez da ligação entre as transversinas e os montantes, não há evidências de que este tipo de ligação possa ser considerado crítico à fadiga (AKESSON, 2010).

Figura 5.27 - Linhas de influência das tensões nominais obtidas no centro de gravidade da seção efetiva para os membros críticos da treliça. Nota: tensões calculadas na seção bruta para os detalhes parafusados e na seção líquida para os detalhes rebitados.

Um levantamento realizado junto à administração da ferrovia possibilitou a identificação dos principais veículos ferroviários em operação, sendo possível encontrar nesta base de dados cargas/eixo com valores nominais entre 117,5 kN e 275 kN (Figura 5.28). A análise preliminar dos detalhes, considerando composições formadas a partir destes veículos, permitiu selecionar quais deles possuem carga/eixo suficiente para gerar ciclos com gamas máximas de variações de tensões superiores ao limite de fadiga de cada membro, correspondente a 48,26 MPa para o detalhe classe "D" recomendado pelo código AREMA (2012). Dessa maneira, foram eliminados da avaliação todo veículo com carga/eixo inferior a 200 kN, o que equivale a desconsiderar todo vagão cujo código de identificação termina com a letra B (peso nominal bruto de 470 kN) e C (peso nominal bruto de 640 kN).

Figura 5.28 - Cargas/eixo dos principais veículos ferroviários que trafegam pela EFVM

Além da locomotiva tipo DASH 9W, há uma variedade de vagões com carga/eixo nominal de 200 kN (código de identificação terminado com a letra D). Estes vagões são menos frequentes na ferrovia e são utilizados para o transporte de cargas gerais, com exceção do vagão GDD, utilizado no transporte de minério de ferro. Há também um grupo de vagões com carga/eixo em torno de 250 kN (identificados pelo código terminado com a letra E). O tipo GDE é utilizado para o transporte de minério de ferro e os demais são utilizados para o transporte de cargas gerais. É importante ressaltar que as composições mais frequentes na ferrovia utilizam vagões GDE, uma vez que o transporte de minério de ferro representa aproximadamente 90% de todo volume da carga útil transportada na ferrovia, segundo dados do último relatório da *Agência Nacional de Transporte Terrestre* (ANTT, 2013). A Figura 5.29 apresenta a razão $c/L_{e,il}$ que correlaciona a geometria do veículo à linha de influência de cada detalhe sob análise. O parâmetro c representa a maior distância entre os truques, dentro de um mesmo veículo. Para um mesmo valor de carga/eixo, quanto maior o valor da razão $c/L_{e,il}$ maior é a variação de tensão que ocorre ao nível dos vagões e maior é o número de ciclos produzidos durante a passagem de um mesmo trem. Valores reduzidos da razão $c/L_{e,il}$ tendem a gerar histórias de tensões mais suavizadas, pois há um maior agrupamento dos efeitos individuais de cada eixo. Nestas condições, as variações de tensões que ocorrem ao nível dos vagões podem ser menores que o limite de fadiga e o número de ciclos potenciais para fadiga se reduz durante a passagem da composição. Os dados apresentados na Figura 5.29 sugerem que formações com os vagões hopper tipo HFE e os vagões tanque tipos TCD e TSE tendem a gerar um maior número de ciclos durante as passagens, pois apresentam os maiores valores para a razão $c/L_{e,il}$. No entanto, passagens com vagões tanque são muito raras, pois o

transporte de combustíveis e derivados de petróleo representa menos de 0,005% da carga útil transportada na ferrovia (ANTT, 2013). O efeito da geometria do vagão é mais notável para os detalhes Det-01 e Det-03, que apresentam as linhas de influência mais curtas.

Figura 5.29 - Relação entre a distância máxima dos truques e o comprimento efetivo das linhas de influências das tensões nominais axiais na seção líquida

As linhas de influências obtidas nos quatro pontos da seção efetiva de cada detalhe foram utilizadas para gerar as histórias de tensões nominais resultantes das passagens de um trem de referência a 60 km/h, composto por uma locomotiva frontal DASH 9W seguida de 10 vagões de diferentes tipos. O objetivo das simulações é comparar as respostas de cada membro e o dano à fadiga para um número reduzido de vagões, mas com comprimento suficiente para cobrir toda a extensão da ponte, de forma a garantir que as maiores solicitações sejam detectadas. Os valores nominais das cargas/eixo foram usados em todos os casos. Como exemplo, são mostradas nas Figuras 5.30 e 5.31 as tensões nominais calculadas a partir de simulações com o trem de referência formado por vagões GDE e HFE, respectivamente. Estas

duas situações mostram claramente o efeito da geometria do vagão e da linha de influência no número de ciclos gerados em cada passagem. Também é possível perceber que as diferenças nas tensões em pontos distintos da seção efetiva são mais notáveis nos detalhes Det-01 e Det-03, onde a contribuição dos momentos fletores é maior. Já para os detalhes Det-02 e Det-04 tal influência é pouco relevante e as tensões nominais se distribuem de forma mais uniforme nos pontos da seção.

Figura 5.30 - Tensões nominais determinadas para um trem com uma locomotiva frontal DASH 9W seguida de dez vagões GDE (275 kN/eixo). Nota: tensões calculadas na seção bruta para os detalhes parafusados e na seção líquida para os detalhes rebitados.

Figura 5.31 - Tensões nominais determinadas para um trem com uma locomotiva frontal DASH 9W seguida de dez vagões HFE (250 kN/eixo). Nota: tensões calculadas na seção bruta para os detalhes parafusados e na seção líquida para os detalhes rebitados

5.5.2 A influência do tipo de vagão no dano à fadiga

A estimativa do dano à fadiga foi realizada nos pontos críticos de cada seção efetiva, onde as combinações do esforço axial e dos momentos fletores secundários geram as maiores tensões nominais. Nesta primeira avaliação, a identificação dos membros quanto à resistência à fadiga baseou-se no método de classificação recomendado pelo código AREMA (2012). Os detalhes rebitados foram classificados de acordo com a curva SN tipo "D" com baixo nível de pré-esforço, situação esta que maximiza razão entre as solicitações e a resistência à fadiga. A curva SN de classe "B" foi admitida para as ligações parafusadas existentes na estrutura atual. Para os casos onde o regime de vida finita é esperado, as histórias de tensões nominais foram condensadas após a aplicação de um filtro de amplitudes para eliminar ciclos com gamas abaixo de 30 MPa, a fim de retirar os eventos que não causam dano por serem inferiores ao limite de fadiga sob amplitudes variáveis de gamas de tensões (VAFL) da classe mais desfavorável.

Os valores do limite de fadiga sob amplitudes constantes de gamas de tensões (CAFL) para os detalhes classes "D" e "B" são de, respectivamente, 48,3 MPa e 110 MPa. Tais valores foram

utilizados para determinação do coeficiente de segurança para vida à fadiga infinita, μ_f . Na Figura 5.32 são apresentados os resultados das estimativas de μ_f , determinados para o trem de referência, considerando os diferentes tipos de vagões e as condições original e atual da ponte.

Figura 5.32 - Coeficientes de segurança à fadiga: (a) condição atual e (b) condição original da ponte.

Na condição atual da ponte, somente o detalhe Det-03 não atende a verificação quanto à hipótese de vida infinita, pois é o único que ainda mantém as características do projeto original. A substituição dos membros por outros com dimensões próximas das originais, mas com parafusos de alta resistência ao invés de rebites nas ligações, foi uma intervenção eficiente para elevar a resistência à fadiga dos detalhes Det-01, Det-02 e Det-04. No entanto, é importante destacar que durante o monitoramento e inspeção da ponte, não houve qualquer tentativa de medir os níveis de pré-esforço nos parafusos. Dessa maneira, assume-se que as ligações foram projetadas para resistir ao deslizamento e admite-se que elas se enquadram nos requisitos mínimos recomendados pela AREMA para que o membro exiba comportamento de acordo com a filosofia de projeto "*Safe Life*", onde a segurança é garantida durante um certo período de uso da estrutura (vida útil). Quando submetido ao carregamento imposto por uma formação com vagões GDE com 275 kN/eixo, o menor fator de segurança para as ligações parafusadas foi de 1.34, obtido para o detalhe da diagonal (Det-03).

Na condição original da ponte, os índices de segurança indicam que os quatro detalhes em análise são submetidos ao regime de vida finita. O detalhe da diagonal (Det-02) é aquele onde o índice é menor, em torno de 0,46, ocorrendo durante a passagem da composição com vagões GDE. O detalhe da corda inferior (Det-04), possui desempenho adequado para a maioria dos vagões, mas é sensível a outros, a exemplo de formações com os tipos GDD,

GDE, GPE, PME e PEE. É oportuno destacar que, conforme já mencionado, o fator μ_f é apenas um indicativo da margem que separa as máximas gamas de tensões da resistência à fadiga da ligação e não reflete o número de ciclos experimentados, podendo ser usado somente como um parâmetro que aponta se o membro terá uma experiência de vida finita ou infinita. Onde o coeficiente μ_f sugere vida finita ($\Delta\sigma_{n,\max} > \text{CAFL}$ ou $\mu_f < 1$), o dano foi avaliado considerando a remoção do CAFL e a extensão da curva SN mantendo a mesma inclinação até o valor do VAFL, o que equivale a estabelecer um novo limite de corte abaixo do qual as gamas de tensões deixam de contribuir no processo de danificação. De acordo com o método AREMA, a magnitude do VAFL para os detalhes rebitados corresponde a 41.37 MPa. Os espectros de carregamento e os danos à fadiga obtidos a partir de cada composição simulada são mostrados nas Figuras 5.33 a 5.37 para os detalhes rebitados existentes na condição original e atual da ponte.

Figura 5.33 - Detalhe Det-01, condição original: (a) espectro de carregamento e (b) dano por composição

Figura 5.34 - Detalhe Det-02, condição original: (a) espectro de carregamento e (b) dano por composição

Figura 5.35 - Detalhe Det-03, condição original: (a) espectro de carregamento e (b) dano por composição

Figura 5.36 - Detalhe Det-03, condição atual: (a) espectro de carregamento e (b) dano por composição

Figura 5.37 - Detalhe Det-04, condição original: (a) espectro de carregamento e (b) dano por composição

A partir da análise dos resultados, está claro que os maiores magnitudes do dano à fadiga não são causadas pelos tipos de vagões que geram as maiores gamas de tensões nos membros com linhas de influência curtas (Det-01 e Det-03). Para esses detalhes, nota-se que a existência de múltiplos ciclos com potencial de dano em uma única passagem faz com que uma formação com vagões longos provoque um dano à fadiga significativamente maior se comparado a uma composição com o mesmo número de vagões curtos. Dessa forma, as composições com vagões HFE tendem a ser mais prejudiciais. Tal comportamento pode ser explicado, por exemplo, cruzando os informações apresentadas nas Figuras 5.29, 5.30 e 5.31 com os resultados mostrados nas Figuras 5.33 a 5.37. Nas situações onde as linhas de influência possuem maiores comprimentos efetivos, como acontece nos detalhes Det-02 e Det-04, os vagões curtos com elevadas cargas/eixo, a exemplo dos veículos GDE, passam a ser os mais relevantes. Na condição atual da ponte, a análise do dano à fadiga do detalhe Det-03 mostrou resultados próximos aos obtidos na condição original, de forma que as diferenças podem ser consideradas aceitáveis, o que indica que o modelo global com a geometria original da ponte pode ser usado para prever a vida à fadiga das ligações rebitadas antes e após as intervenções.

5.5.3 *A influência dos efeitos secundários de flexão no dano à fadiga*

As tensões nominais usadas nas avaliações anteriores foram determinadas considerando a contribuição dos momentos fletores resultantes da distorção espacial da ponte. Em situações onde as ligações são idealizadas como rígidas, como assumido no modelo global em elementos finitos da ponte sobre rio Fundão, os efeitos da flexão no plano e fora do plano da treliça tendem a ser maximizados. A fim de investigar a influência desses efeitos, foram realizadas simulações para comparar o dano causado ora por tensões combinadas (axial + flexão) ora por tensões provocadas somente pelo esforço axial, associadas às passagens do trem de referência com diferentes tipos de vagões.

Os resultados obtidos considerando o modelo original da ponte (ver Figura 5.38) e a curva SN AREMA classe "D" (para um nível baixo de pré-esforço) apontam o montante central (Det-03) como o mais sensível às tensões de flexão, quando submetidos aos carregamentos gerados por composições formadas por vagões longos. Para formações com vagões curtos, o detalhe Det-01 é o mais vulnerável. As principais diferenças de comportamento entre os detalhes Det-01 e Det-03 são, portanto, justificadas pela existência dos esforços secundários de flexão, como demonstrado na Figura 5.39, e pela influência da forte não-linearidade da curva SN sobre a estimativa do dano.

Figura 5.38 - Influência das tensões secundárias de flexão sobre o dano à fadiga nos detalhes rebitados

Figura 5.39 - Contribuições da flexão nas histórias de tensões nos detalhes Det-01 e Det-03, resultantes das simulações com vagões curtos e longos

Um exemplo da sensibilidade do dano diante da forte não-linearidade da curva SN pode ser tomado considerando as gamas de tensões no detalhe Det-03 relacionadas à passagem do trem

com vagões HFE, conforme esquematizado na Figura 5.39. A razão entre as gamas de tensões combinadas e as gamas de tensões axiais para o ciclo mais frequente é $\Delta\sigma_{n,total} / \Delta\sigma_{n,axial} = 1.36$. Ao usar estas tensões na curva SN com inclinação igual a 3, a razão de dano passa a ser $D_{n,total} / D_{n,axial} = (\Delta\sigma_{n,total} / \Delta\sigma_{n,axial})^3 = 2.50$. Portanto, um aumento de 36% na magnitude das gamas de tensão corresponde a um aumento de 150% no dano estimado.

5.5.4 A influência da curva SN no dano à fadiga

Simulações com a composição de referência foram realizadas para demonstrar a influência dos diferentes modelos SN no dano à fadiga em cada detalhe rebitado. As análises objetivam confrontar resultados obtidos a partir das curvas SN sugeridas pelos códigos AREMA (2013), EUROCODE (2005) e AASHTO (2011), ao simular a condição original da ponte. As três subclasses recomendadas pelo código AREMA para avaliar as situações onde o pré-esforço nos rebites é baixo ou normal, distinguindo também a qualidade dos furos, foram consideradas, bem como a curva SN recomendada pelo código AASHTO para classe "D" e a curva SN para classe "71" do EUROCODE.

As Figuras 5.40 a 5.43 resumizam as previsões de dano obtidas a partir das simulações. Pode-se verificar que os detalhes Det-01 e Det-03 são mais sensíveis ao tipo de curva SN adotada na análise, especialmente quando os vagões longos são usados na composição. A razão para este comportamento está relacionada aos danos provocados pelas gamas de tensões que caem na região compreendida entre 62,05 MPa e 24,13 MPa, onde prevalecem as diferenças entre as curvas SN. Para os casos onde todas as gamas de tensões do espectro são maiores que 62,05 MPa, previsões idênticas são obtidas. Portanto, as simulações com vagões curtos mostram-se menos afetadas pelo tipo de curva assumida. Os resultados sugerem também que, para formações com vagões longos, as gamas de tensões com maiores números de ciclos situam-se entre 67 MPa e 48,26 MPa (ver espectros mostrados nas Figuras 5.33 a 5.37), o que justifica os valores compatíveis de dano resultantes das avaliações com os modelos SN recomendados pela AREMA (classe "D" com baixo pré-esforço), AASTHO e pelo EUROCODE, os quais são semelhantes nesta região e se apresentam como os mais conservadores. No entanto, a escolha de uma curva SN AREMA com nível normal de pré-esforço (com furos puncionados ou alargados) pode gerar resultados com diferenças significativas nas mesmas condições.

Figura 5.40 - Influência do modelo SN na estimativa do dano no detalhe Det-01, resultante da passagem do trem de referência com diferentes tipos de vagões

Figura 5.41 - Influência do modelo SN na estimativa do dano no detalhe Det-02, resultante da passagem do trem de referência com diferentes tipos de vagões

Figura 5.42 - Influência do modelo SN na estimativa do dano no detalhe Det-03, resultante da passagem do trem de referência com diferentes tipos de vagões

Figura 5.43 - Influência do modelo SN na estimativa do dano no detalhe Det-04, resultante da passagem do trem de referência com diferentes tipos de vagões

5.5.5 A influência da configuração da composição no dano à fadiga

Os efeitos de diferentes configurações de trens, identificadas como C1 a C4 na Tabela 5.5, e do número de vagões (N_c) de cada composição foram também examinados. Os arranjos de veículos foram escolhidos para simular operações convencionais que ocorrem na ferrovia. O caso mais frequente é o tipo C1 com $N_c = 168$ vagões GDE, utilizado no transporte de minério de ferro. Embora menos frequente, a formação C2 com 168 vagões também é utilizada, e a única diferença em relação a C1 é o uso de uma locomotiva remota, disposta em uma posição intermediária ao longo do trem. O tipo C3 permite a distribuição da potência com três locomotivas, sendo duas frontais e uma remota. Tal operação faz com que o trem suporte um número maior de vagões ($N_c = 252$ para o caso típico), o que resulta em um acréscimo de 50% na carga bruta transportada em relação às formações C1 e C2. A configuração C4 é utilizada no transporte de cargas gerais e utiliza, na maioria dos casos, duas locomotivas frontais seguidas de vagões médios e longos. Devido a questões logísticas, há uma limitação de comprimento do trem e um número menor de vagões podem ser acoplados (em geral, $50 < N_c \leq 100$).

As sequências de pontos de viragem dos ciclos de *Rainflow* remanescentes após filtragem das gamas inferiores a 41,37 MPa e obtidos a partir das simulações usando os vagões gôndolas tipo GDE para as composições C1 a C3 e vagões Hopper tipo HFE para a configuração C4, são mostradas nas Figuras 5.44 a 5.46. As estimativas do dano dependentes do número de vagões em cada composição são apresentadas na Figura 5.47. Em todos os casos, as análises foram realizadas considerando a curva SN AREMA classe "D" para ligações com baixo pré-esforço nos rebites.

Tabela 5.5 - Configurações de trens para análise de dano

Figura 5.44 - Sequência dos pontos de viragem nos detalhes Det-01 e Det-02: composições C1, C2 e C3

Figura 5.45 - Sequência dos pontos de viragem nos detalhes Det-03 e Det-04: composições C1, C2 e C3

Figura 5.46 - Sequência dos pontos de viragem nos detalhes Det-01 a Det-04: composição C4

Para os membros com linhas de influência curtas, os resultados indicam que, embora os danos provocados por trens que transportam minério de ferro não sejam influenciados pelo número de vagões acoplados, há uma razoável sensibilidade à posição da locomotiva ao longo da composição. Para os detalhes Det-01 e Det-03 foram detectados, respectivamente, acréscimos em torno de 17% e 23% no dano quando são comparadas as configurações C1 e C2, cuja única diferença é o posicionamento da segunda locomotiva. Para os detalhes Det-02 e Det-04, nenhuma diferença nos resultados foi verificada em relação a este aspecto.

No que concerne ao detalhe Det-01, os resultados também mostram que o dano induzido por um trem típico de cargas gerais (configuração C4 com 84 vagões) chega a ser 25,5 vezes superior ao provocado por um trem típico transportador de minério de ferro (composição C1 com 168 vagões). Para o detalhe Det-03, a mesma relação é de aproximadamente 8 vezes. O detalhe Det-02 mostra-se insensível ao número de vagões inseridos no trem de carga geral (para $N_c \geq 6$) e nenhum dano é detectado no detalhe Det-04 quando submetido a este tipo de composição.

Figura 5.47 - Dano à fadiga em função do número de vagões e da configuração do trem

O dano calculado para cada configuração de trem indica que a análise de fadiga pode ser realizada usando um número significativamente menor de vagões em relação à quantidade convencional que compõe trem típico real, causando um expressivo decréscimo no custo da análise. Como a distribuição do dano em função do número de vagões é constante para os trens de minério de ferro e linear para os trens de carga geral com vagões longos, um procedimento de extrapolação pode ser facilmente aplicado.

5.5.6 Estimativas da vida à fadiga

5.5.6.1 Pressupostos

A determinação da história de carregamento é a etapa de maior incerteza durante a avaliação para previsão da vida à fadiga, uma vez que depende fortemente de informações detalhadas relativas ao tráfego de trens ao longo de toda a vida em serviço da ponte. Estes dados

geralmente são escassos e difíceis de reunir, pois envolvem a obtenção de informações cedidas por setores ligados à administração e controle operacional da ferrovia. Por outro lado, a implantação de um sistema de monitoramento por longos períodos de tempo, para extração de amostras representativas do tráfego, é uma solução altamente custosa e quase sempre inviável. Além disso, o monitoramento por si só é insuficiente, pois os períodos de aquisição de dados são geralmente muito inferiores à vida útil da estrutura e a reconstrução dos eventos passados nem sempre é possível. Na ausência de dados mais específicos, modelos de tráfego simplificados devem ser adotados por meio de um procedimento racional. O objetivo fundamental destes modelos é definir quais os trens típicos com potencial para gerar dano à fadiga e quais são as suas respectivas frequências de passagens sobre a ponte, tomadas a partir de uma base de tempo. Um padrão pode ser repetido por um período de tempo caso não haja mudança significativa nas características do tráfego.

Especificamente para o caso em estudo, foi adotado um procedimento aproximado para estimativa da relevância dos principais trens e de seus respectivos números de passagens sobre a ponte, considerando um cenário relativamente conservador. O modelo de tráfego foi definido a partir do volume de cargas anual (determinado em milhões de toneladas brutas - MTB) transportado desde o início de operação da ferrovia. Por se tratar de uma ferrovia com duas linhas adjacentes no trecho onde a ponte está localizada e considerando que toda carga escoada passa necessariamente por elas, o valor de 50% do MTB foi adotado para a análise. A Figura 5.48 mostra as cargas brutas transportadas por via entre os anos de 1942, quando a ponte foi liberada ao tráfego, até 2007, ano em que as falhas foram detectadas em outras pontes da mesma família existentes na ferrovia.

O minério de ferro é a principal carga da ferrovia e é transportado em trens com pequena variação no comprimento, os quais utilizam vagões GDE agrupados em lotes geralmente de 84 unidades. Para a avaliação da vida à fadiga, o modelo C1 (ver Tabela 5.5) com duas locomotivas DASH 9W frontais seguidas de 168 vagões GDE (2 lotes) é adotado como padrão, pois é a formação mais frequente comparada às configurações C2 e C3. O vagão GDE com 275 kN/eixo é assumido para a formação do trem.

Figura 5.48 - Carga bruta média transportada em cada via
(Fonte: Logística -EFVM/VALE)

O estabelecimento de composições padrões que representem o transporte de cargas gerais é um procedimento bem mais complexo comparado aquele aplicado aos trens de minério de ferro. Isso ocorre porque, conforme já discutido anteriormente, há uma larga variedade de veículos que podem ser usados para tal finalidade na EFVM. Um procedimento para simplificação do modelo de tráfego para este caso foi adotado com base na classificação dos tipos de mercadorias. Inicialmente, são identificados e agrupados os tipos mais importantes de cargas gerais e definidos fatores de peso para cada um deles de acordo com as respectivas participações em relação ao montante de carga geral útil transportada. São eliminados os vagões cujas frequências de passagens são consideradas muito baixas (menos de 0,005% da carga total anual), como acontece com os tipos TCD, TCE e TSE, usados no transporte de combustíveis e derivados de petróleo. Em seguida, é escolhido o tipo de vagão que represente cada grupo de carga e um trem com duas locomotivas frontais DASH 9W seguidas de 84 desses vagões é formado. Na EFVM, a maior parte da carga geral é composta por carvão mineral e produtos siderúrgicos. Uma outra parte está relacionada aos produtos agrícolas, como soja, trigo, celulose entre outros. Um levantamento realizado com base nos anuários estatísticos do setor de transportes ferroviário (ANTT, 2014; CASTRO; LAMY, 1994; DERES, 2009) é apresentado na Tabela 5.6, onde é possível identificar a participação (em valores percentuais) de cada um destes grupos de cargas em relação ao total de carga geral transportada na EFVM em alguns anos de operação. Com exceção dos dados apresentados na Figura 5.48, nenhuma outra informação consistente referente aos anos anteriores a 1986 foi encontrada.

Tabela 5.6 - Transporte de cargas gerais na EFVM (valores percentuais)

Tipo de carga geral	1986	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	Média
Grupo-1 : prod. siderúrgicos, carvão mineral, escória, coque	77.5	72.47	70.48	73.08	65.65	66.67	62.45	41.01	63.72	62.07	55.91	64.6
Grupo-2: produtos agrícolas, extração vegetal, outros	22.6	27.53	29.52	26.92	34.35	33.33	37.55	58.99	36.28	37.93	44.09	34.5

Baseado nos dados da Tabela 5.6 e admitindo que os percentuais médios são mantidos constantes ao longo dos anos anteriores a 1986, pode-se assumir que os trens transportadores das cargas relacionadas ao primeiro grupo respondem por aproximadamente 64,6% de toda carga geral transportada na ferrovia. Para este caso, o vagão gôndola GFE (250 kN/eixo) é típico e foi escolhido para representar o grupo. Embora outros vagões também possam ser usados, o GFE foi assumido por ser mais crítico, devido à maior carga/eixo, maior espaçamento entre os truques e maior frequência de passagem entre os possíveis candidatos. Para o segundo grupo foi adotado o fator de peso de 35,4% e o vagão hopper tipo HFE (250 kN/eixo) foi escolhido, baseado nos mesmos pressupostos admitidos no caso anterior. Dessa maneira, um cenário idealizado pôde ser estabelecido a partir das quantidades estimadas de trens padrões em cada ano (Figura 5.49).

Figura 5.49 - Cenário de tráfego idealizado: número de trens por ano

5.5.6.2 Avaliação do dano à fadiga

A história do dano à fadiga acumulado pela Lei de Miner foi determinada com base nos diferentes modelos SN já apresentados e os resultados das análises são mostrados nos gráficos da Figura 5.50. Os resultados indicam que há uma taxa de crescimento de dano relativamente alta a partir de 1979 (após aproximadamente 35 anos de operação) e apontam os detalhes dos montantes como os mais críticos, com vida à fadiga em torno de 58 anos (até 2002) para o detalhe Det-03 e 62 anos (até 2006) para o detalhe Det-01 considerando o cenário mais desfavorável. Os resultados também indicam que o processo de fissuração por fadiga é improvável nos detalhes da diagonal (Det-02) e da corda inferior (Det-04) no período de 80 a 100 anos, as quais correspondem normalmente às vidas onde as recomendações de projeto são validadas (AREMA, 2013; EN1991-2, 2003).

Figura 5.50 - História do dano acumulado nos detalhes da ponte de acordo com o cenário idealizado

As avaliações com as curvas SN dos códigos AASHTO, EUROCODE 3 e AREMA (classe "D" com nível baixo de pré-esforço) previram que o detalhe Det-01 falharia em um prazo relativamente curto, compatível ao apontado pelas inspeções que identificaram trincas em estágio avançado de crescimento no mesmo membro, detectadas em outras pontes que foram construídas a partir do mesmo projeto. No entanto, para o mesmo período de tempo, os modelos que utilizaram as curvas SN AREMA classe "D" com nível "normal" de pré-esforço previram resultados menos conservadores. O motivo para este comportamento está relacionado à existência de gamas de tensão do espectro que caem na região entre 52 MPa e 62 MPa, onde ocorre uma mudança brusca na constante "A" da curva. Assumindo que as frequências anuais sejam mantidas constantes após 2007, a vida prevista para o detalhe Det-01 quando este modelo SN é utilizado foi de aproximadamente 77 anos, o que corresponde a um acréscimo de 24% em relação ao modelo classe "D" para baixo pré-esforço nos rebites.

As vidas à fadiga calculadas para o detalhe do montante central (Det-03) são as menores entre os casos estudados, o que não corresponde à realidade, pois ainda não há relatos de falhas deste membro, segundo os documentos de inspeção da ponte. Em relação ao ano de 2011, quando foi realizada uma inspeção visual do detalhe, a vida residual esperada foi de -9 anos, considerando a curva SN mais desfavorável e a extrapolação linear da curva de dano. Possíveis explicações para este comportamento são as seguintes: (a) as magnitudes das tensões nominais são menores que as calculadas numericamente devido à menor contribuição dos esforços de flexão na ligação, que foi idealizada como rígida. Tal influência não é tão perceptível na região onde o sensor S8 foi instalado, mas deve ser razoável na seção líquida, onde o dano é avaliado; (b) as curvas SN utilizadas foram desenvolvidas usando um limite inferior de resistência (limites de confiança de 95% para 2,5% de probabilidade de falha, no caso dos modelos AREMA) e, portanto, representam uma estimativa conservadora da vida à fadiga. Uma investigação mais precisa da verdadeira rigidez da ligação é necessária, o que pode ser feito através de uma modelagem local, onde todos os componentes da ligação são devidamente representados (ver Capítulo 6 desta tese).

A escolha dos fatores de participação de cada grupo de carga geral usado para compor os trens padrões, de acordo com os dados da Tabela 5.6, parece ser razoável, pois segundo as previsões mais conservadoras, a maior parte do dano nos detalhes Det-01 e Det-03 (entre 82% e 84%) está concentrada no período de 1977 a 2007. A contribuição de cada trem padrão na estimativa do dano no detalhe Det-01 (Figura 5.51) mostra a elevada sensibilidade do modelo de previsão em relação aos trens de carga geral.

Figura 5.51 - Participação das composições padrões na história de dano do detalhe Det-01 (calculado a partir do modelo SN EUROCODE 3 classe "71")

6. MODELAGEM HIERÁRQUICA E LOCAL DAS LIGAÇÕES DA PONTE SOBRE O RIO FUNDÃO

6.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo é apresentado um estudo do comportamento à fadiga de ligações da ponte sobre o rio Fundão baseado nas metodologias de análise local. O estudo se concentrou na investigação das ligações U1 e U3, as quais foram consideradas críticas durante a análise global apresentada no Capítulo 5. Modelos tridimensionais detalhados das conexões foram desenvolvidos em duas etapas, conforme metodologia descrita no Capítulo 4. Na primeira, são aplicadas técnicas de modelagem hierárquica, onde as ligações são representadas por um esquema híbrido que utiliza elementos sólidos e elementos de placa (tipo *shell*) incorporado ao modelo global inicial da ponte, a fim de avaliar mais detalhadamente os mecanismos de transferência de cargas nos membros envolvidos e os efeitos secundários induzidos quando a estrutura se deforma espacialmente. Neste nível da análise, elementos conectores com comportamento de vigas curtas e acoplamentos distribuídos são usados para capturar o efeito do fuste e da cabeça do rebite, respectivamente. Estudos de sensibilidade são realizados para investigar as influências das malhas, das rigidezes dos conectores e das interações entre os componentes da ligação. Uma análise do dano à fadiga baseada no método das tensões nominais é realizada e os resultados são comparados com os obtidos a partir da análise global inicial, na tentativa de avaliar a relevância das tensões secundárias geradas pela flexão do membro.

Na segunda etapa, são desenvolvidos submodelos com elementos sólidos e altas densidades de malha para melhor explorar os campos de tensões locais e os possíveis pontos de iniciação da trinca de fadiga, nas linhas de rebites mais solicitadas. As geometrias dos rebites são explicitamente representadas e todas as iterações de contato são consideradas. A sensibilidade dos campos de tensões locais é avaliada para diferentes magnitudes do pré-esforço nos rebites. A avaliação do comportamento local à fadiga é realizado pela aplicação de uma metodologia para estimar a vida de iniciação da trinca para o cenário idealizado de carregamento adotado na análise global. Foram testados diferentes modelos de previsão, considerando também possíveis estados multiaxiais de tensões ao redor do furo.

6.2 MODELOS HIERÁRQUICOS DAS LIGAÇÕES U3 E U1

A análise do comportamento global à fadiga na condição original da ponte sobre o rio Fundão apontou os membros verticais existentes nas ligações U3 e U1 como os detalhes da treliça mais sensíveis à fadiga. Para melhor explorar o comportamento desses membros foram desenvolvidos em ABAQUS™ modelos detalhados onde as ligações são incorporadas ao modelo global inicial da ponte. As informações sobre a geometria de cada ligação foram obtidas com base no projeto e na inspeção da ponte. A ligação U1 foi modelada considerando rebites como conectores, na tentativa de capturar o comportamento antes da substituição por parafusos. A seguir são descritos os componentes de cada ligação considerados para elaboração dos modelos.

6.2.1 Componentes da ligação U3

A ligação U3 é o nó superior central da treliça sul que une a corda U1-U3 (membros leste e oeste), as diagonais L2-U3 (membros leste e oeste) e o montante L3-U3, conforme esquema mostrado na Figura 6.1. Estes membros são ligados com auxílio de duas placas *gusset* verticais paralelas, com espessuras $t = 12,7$ mm, identificadas como P70. A Figura 6.2 mostra a identificação de todos os componentes do nó considerados na modelagem. Os membros transversais, a exemplo do perfil TS e dos contraventos superiores TL, são conectados à treliça por meio de duas placas *gusset* horizontais paralelas, identificadas como P21 e P20, com espessuras $t = 11,11$ mm. As placas de preenchimento L3-U3-fill ($t = 3,17$ mm) e db-fill ($t = 6,35$ mm) são usados para auxiliar, respectivamente, a conexão do montante L3-U3 e da diagonal L2-U3 à placa *gusset* P70. Já as placas de preenchimento P80-fill ($t = 15,87$ mm), P81-fill ($t = 9,52$ mm) e P82-fill ($t = 15,87$ mm) são usadas para conectar a viga transversal TS às placas *gusset* P21 e P20. O membro K3 é utilizado para enrijecer transversalmente o nó.

A corda superior U1-U3 possui, além dos perfis de seção "C", uma placa de cobrimento superior identificada como U1-U3-cov ($t = 11,11$ mm) com largura de 552 mm e disposta ao longo de todo o comprimento do membro. Como mostrado na Figura 6.2, placas designadas como pc ($t = 9,52$ mm), são posicionadas na parte inferior, próximo ao nó. Contraventos cruzados (seção transversal de $89 \times 12,7$ mm) são também utilizados na parte inferior do membro U1-U3 para ligar os perfis "C" a cada 457,2 mm.

Contraventos com seções transversais de 63.5×9.52 mm são utilizados para ligar, a cada 441.3 mm, as mesas superiores e inferiores dos perfis "C" das diagonais L2-U3. As placas pg ($t = 9.52$ mm), existentes próximo às extremidades deste membros, também foram consideradas na modelagem.

Figura 6.1 - Vista frontal 2D da ligação U3 (dimensões em metros)

Figura 6.2 - Componentes da ligação U3

6.2.2 Componentes da ligação U1

A ligação U1 é usada para unir o poste de extremidade L0-U1, a corda superior U1-U3, a diagonal L2-U1 e o montante L1-U1, como mostrado na Figura 6.3. Fora do plano da treliça,

Figura 6.4 - Componentes da ligação U1

6.2.3 Incorporação das ligações no modelo global inicial

A metodologia de modelagem aplicada neste trabalho utiliza uma hierarquia de elementos finitos para refinar as regiões de interesse na ligação. Os elementos de viga remanescentes do modelo inicial global são mantidos para representar as zonas distantes do nó. Zonas intermediárias modeladas com elementos tipo *shell* permitem a transição entre as regiões com elementos de viga e as regiões com elementos sólidos, os quais são utilizados onde há maior exigência para refinamento de malhas. A fim de reduzir o custo computacional de cada processamento, as ligações U1 e U3 foram modeladas separadamente, como mostrado na Figura 6.5. Na Figura 6.6 são esquematicamente mostradas as extensões das regiões modeladas com elementos sólidos e *shells* e destacadas as distâncias a partir dos nós escolhidas para remover as zonas antes modeladas com elementos de viga.

Figura 6.5 - Incorporação da ligação (a) U1 e (b) U3 ao modelo global da ponte sobre o rio Fundão

Figura 6.6 - Dimensões das zonas modeladas com elementos sólidos e *shells*: (a) ligação U3; (b) ligação U1 (dimensões em metros).

Uma importante etapa da modelagem hierárquica é a correta definição das zonas de transição entre os elementos finitos de diferentes tipos, que devem ser adequadamente acoplados de forma a garantir a compatibilidade de deslocamentos e o equilíbrio de tensões. Inevitavelmente, devido às diferentes dimensões dos elementos finitos, as zonas de transição devem introduzir perturbações auto-equilibradas nos campos de tensão e deformação em suas imediações. A fim de garantir que tais influências sejam atenuadas, o acoplamento deve ser suficientemente afastado da região de interesse. Considerando que o alcance dessas perturbações deve ser da ordem das dimensões das seções transversais envolvidas na interface (YU et al., 2012), as distâncias para particionamento das regiões das ligações U1 e U3 foram racionalmente escolhidas.

Dois tipos de acoplamentos disponíveis no pacote ABAQUSTM foram utilizados para modelagem das transições *beam-shell* e *shell-solid*. No primeiro caso, foram utilizados acoplamentos cinemáticos (*kinematic coupling constraints*) para possibilitar a compatibilidade de deslocamentos e tensões entre os elementos de viga e os elementos de superfícies tipo *shell*. Este método limita o movimento de um grupo de nós (*slave nodes*) ao

movimento de um determinado nó de referência (*master node*), conforme mostrado na Figura 6.7. Para os casos abordados neste trabalho, foram restringidos tanto os graus de liberdade de translação quanto os de rotação, de forma que a seção da interface se comporta como um corpo rígido. Nos modelos das ligações U1 e U3 foram utilizados, respectivamente, seis e oito acoplamentos cinemáticos para modelagem das transições *beam-shell* (ver Figura 6.8).

Figura 6.7 - Tipo de acoplamento utilizado para modelagem da transição *beam-shell*.

Figura 6.8 - Acoplamentos cinemáticos nos modelos das ligações (a) U1 e (b) U3

Para a modelagem das transições tipo *shell-solid* foi utilizado um recurso específico disponível no software ABAQUS™ denominado *shell-to-solid coupling constraint*. O programa cria automaticamente um conjunto de restrições para acoplar o movimento dos nós que permanecem na borda de uma malha de elementos *shell* ao movimento de um conjunto de nós que pertencem a uma determinada face de uma malha modelada com elementos sólidos (ver Figura 6.9). Uma das vantagens desta técnica é que ela não exige qualquer

concordância entre os diferentes tipos de malhas. Os deslocamentos e rotações de cada nó da borda do elemento *shell* são acoplados às translações dos nós e rotação média da face do elemento sólido existente em sua vizinhança (DASSAULT SYSTÈMES, 2012). Pode-se definir parâmetros para determinar quais nós serão acoplados, atribuindo tolerâncias de posições e distâncias de influência, mas em todos os casos os nós dos elementos *shell* atuam como nós de referência e o programa cria internamente as restrições para relacionar as forças e momentos destes nós com as forças que atuam nos nós acoplados da face sólida, em um processo auto-equilibrado. Para os casos abordados neste trabalho, todos os nós das bordas de elementos *shell* e das faces sólidas envolvidas nas seções de transições foram incluídos na definição do acoplamento. Os planos médios das superfícies tipo *shell* foram atribuídos como referência. A Figura 6.9 mostra as interseções onde os acoplamentos foram aplicados nas ligações U1 e U3. As posições destes planos foram atribuídas de forma a minimizar as perturbações nas zonas de interesse. Para este tipo específico de acoplamento, é recomendado que a interface deve ser posicionada no mínimo a uma distância superior à espessura dos elementos *shell* em relação à região da malha sólida onde tensões e deformações serão investigadas (DASSAULT SYSTÈMES, 2012).

Figura 6.9 - Acoplamento *shell-solid* nos modelos das ligações U1 e U3

6.2.4 Malhas de elementos finitos

A Tabela 6.1 apresenta as características dos diferentes tipos de elementos finitos utilizados para geração das malhas nos modelos tridimensionais das ligações U1 e U3. Elementos *shell* quadrilaterais tipo S4R foram utilizados na modelagem das superfícies nas zonas intermediárias das ligações. Devido à complexidade das geometrias, a técnica de malhas livres foi utilizada nessas regiões, gerando a necessidade do uso de elementos triangulares (tipo S3) em alguns pontos. Elementos hexaédricos do tipo C3D8R foram utilizados nas regiões sólidas. A técnica de varredura (*swept meshing technique*) foi utilizada, o que exigiu em alguns casos a disposição de elementos de "cunha" tipo C3D6 para fins de conformidade durante a geração das malhas.

Os membros das treliças posicionados nas zonas distantes das ligações foram representados por elementos espaciais de viga tipo B33 com a mesma discretização adotada no modelo global inicial. Os contraventos existentes entre os perfis principais dos membros L0-U1, U1-U3 e L2-U3 foram modelados como vigas curtas representados por elementos tipo B31. Dados referentes às quantidades de elementos e número de nós de cada modelo são apresentados na Tabela 6.2.

Tabela 6.1 - Tipos de elementos finitos utilizados nos modelos hierárquicos das ligações U1 e U3

Tipo de elemento	Forma	Funções de interpolação	Descrição
B33	linha	cúbica	elemento espacial de viga Euler-Bernoulli com dois nós
B31	linha	linear	elemento espacial de viga Timoshenko com dois nós
C3D8R	hexaédrico	linear	elemento contínuo sólido tridimensional com 8 nós, integração reduzida e controle <i>hourglass</i>
C3D6	cunha	linear	elemento contínuo sólido tridimensional com 6 nós
S4R	quadrilateral	linear	elemento espacial tipo <i>shell</i> com 4 nós, integração reduzida com controle <i>hourglass</i> e formulação para grandes deformações
S3	triangular	linear	elemento espacial tipo <i>shell</i> com 3 nós e formulação para grandes deformações

Tabela 6.2 - Dados das malhas utilizada nos modelos hierárquicos das ligações U1 e U3

Tipo de elemento	Número de elementos		Número total de elementos		Número total de nós	
	U1	U3	U1	U3	U1	U3
B33	365	361				
B31	28	96				
C3D8R	22132	24000	26615	28913	43190	47787
C3D6	-	832				
S4R	3916	3395				
S3	174	229				

As malhas em *shell* foram gradativamente refinadas nas zonas próximas ao acoplamento com as regiões modeladas com elementos sólidos. Por serem regiões de maior interesse, os membros verticais receberam maior refinamento. Todas os componentes com malhas de elementos sólidos envolvidos diretamente no acoplamento *shell-solid*, foram discretizados com dois elementos ao longo da espessura. Para aqueles componentes que não participam do acoplamento, apenas um elemento sólido foi disposto na direção da espessura. Uma visão geral das dimensões dos elementos *shell* e sólidos usados nas diferentes zonas de transição dos modelos é representada na Figura 6.10 e na Figura 6.11.

Figura 6.10 - Malhas de elementos finitos tipo *shell* utilizadas nos modelos hierárquicos das ligações (a) U1 e (b) U3.

Figura 6.11 - Malhas de elementos finitos sólidos utilizadas nos modelos hierárquicos das ligações (a) U1 e (b) U3.

6.2.5 Interações entre as superfícies

Um dos principais objetivos da modelagem hierárquica das ligações U1 e U3 é investigar os efeitos das interações entre os componentes conectados, especialmente entre os membros localizados no plano da treliça. Duas metodologias baseadas em superfícies foram aplicadas para esta finalidade. Onde o efeito das interações são considerados de menor interesse, restrições do tipo "tie" (*surface-based tie constraint*) foram impostas a cada par de superfícies de forma a eliminar qualquer tipo de movimento relativo. Este é o caso das ligações que envolvem componentes transversais (placas *gusset* horizontais, vigas transversais, contraventos) e das ligações que utilizam placas anexas secundárias (a exemplo das placas pc, pg, L0-U3-cov e U1-U3-cov) existentes em alguns membros principais da treliça, como ilustrado na Figura 6.12.

Figura 6.12 - *Tie constraints*, baseados em pares de superfícies, utilizados para modelagem das interações entre componentes das ligações U1 e U3

Durante a definição de cada *tie constraint* é necessário atribuir uma superfície de referência (*master*) e uma superfície subordinada (*slave*) na qual os graus de liberdade são eliminados. Para melhorar a precisão dos resultados é sempre desejável que a superfície de malha mais grosseira seja designada como *master* (DASSAULT SYSTÈMES, 2012). Este critério foi usado nas atribuições dos pares existentes nas ligações U1 e U3. No entanto, em algumas situações, a aplicação deste procedimento não é possível devido à geração de *overconstraints* que inviabilizam as análises. Nestes casos, a inversão das superfícies torna-se necessária.

Problemas de *overconstraint* ocorrem, por exemplo, quando há múltiplos *constraints* atuando em um mesmo grau de liberdade, como acontece quando um mesmo nó é usado como *slave* mais de uma vez.

A segunda metodologia de análise baseou-se na definição de pares superfícies de contato para estudar de forma mais realista as interações entre os membros principais que se ligam no plano da treliça, onde os conectores são modelados. A Figura 6.13 mostra as regiões de contato definidas entre os componentes das ligações U1 e U3. Em todos os casos, o algoritmo *Master-Slave* para deslizamentos finitos foi utilizado para modelagem da evolução dos contatos. O Método da Penalização foi aplicado para forçar os *constraints*, admitindo tanto o comportamento normal (*hard contact*) quanto tangencial (modelo de *Coulomb*). O coeficiente de fricção $\mu = 0,33$ (valor médio baseado no levantamento apresentado no Capítulo 3) foi adotado para todas as interfaces. As tensões máximas de cisalhamento nas interfaces foram limitadas em $\sigma_y / \sqrt{3}$, onde $\sigma_y = 225$ MPa é a tensão de escoamento assumida para o aço.

Figura 6.13 - Pares de superfícies para simulação das interações entre os componentes principais da treliça e as placas *gusset* nas ligações U3 e U1.

A escolha do Método da Penalização baseou-se no desempenho apresentado nas modelagens descritas no Capítulo 3. Quando utiliza os valores padrões adotados pelo programa para rigidez de penalização, o custo computacional desta técnica tende a ser o menor entre os

demais métodos disponíveis, uma vez que não introduz graus de liberdade ao problema, na forma de *multiplicadores de Lagrange*. O uso da rigidez de penalização padrão é, em geral, adequada para problemas que não envolvem pressões de contato muito elevadas, as quais, conseqüentemente, não exigem interpenetrações maiores que os limites aceitáveis e adotados pelo programa.

O tamanho das superfícies e a densidade das malhas foram os parâmetros para seleção de cada par *master-slave*. Como regra geral, as superfícies com maior densidade de elementos foram escolhidas como *slave*, na tentativa de reduzir o custo computacional das análises. Ressalta-se que a utilização desse procedimento nem sempre é possível devido à possibilidade de formação de *overconstraints* em determinados nós. Dessa forma, semelhantemente ao método usado para aplicação das restrições tipo "tie", o par *master-slave* deve ser invertido.

6.2.6 Modelagem dos conectores

Os conectores foram modelados com a utilização do recurso "*discrete fasteners*" disponível no pacote ABAQUS™. Todos os rebites conectados às placas *gusset* verticais foram considerados na modelagem, como mostrado na Figura 6.14. Os acoplamentos distribuídos usados para simular o efeito da cabeça de cada rebite foram definidos com um diâmetro de influência de 36,44 mm. O cálculo das rigidezes axiais e de cisalhamento do elemento conector que simula o fuste do rebite foi realizado considerando o diâmetro de 23,81 mm. Durante as análises foram considerados tanto o comportamento rígido quanto deformável para os elementos conectores, a fim de determinar a influência da flexibilidade dos rebites na transferência de cargas dentro das ligações.

Figura 6.14 - Simulação dos conectores por meio do recurso *mesh-independent fastener*: (a) ligação U1; (b) ligação U3.

Nos casos onde o comportamento do elemento conector foi assumido como deformável, as rigidezes dos rebites foram determinadas idealizando-os como vigas curtas engastadas em uma extremidade e com translações livres na outra, conforme metodologia descrita na seção 3.5.3.1. No entanto, devido à existência de múltiplas camadas, em algumas regiões as rigidezes lançadas no modelo precisaram ser definidas com base na forma como se associam dentro de cada rebite. Três tipos de geometria foram identificadas durante a modelagem das ligações U1 e U3, conforme representado na Figura 6.15. As geometrias I e III são caracterizadas pela existência de placas de preenchimento posicionadas entre os componentes diretamente carregados. De acordo com a classificação adotada em Kulak et. al (2001), estas placas podem ser consideradas como "placas soltas" (*loose fillers*), atuando apenas como componentes de preenchimento (*packing pieces*) cuja única função é fornecer um plano comum de cisalhamento em ambos os lados do encaixe. Diferentemente das "placas apertadas" (*tight fillers*), as "placas soltas" não se estendem e não se ligam a qualquer componente principal fora da zona de encaixe. Dessa maneira, é razoável assumir que toda a carga transferida pelo rebite é suportada pelos componentes principais da ligação, de acordo com o fluxo de forças mostrado na Figura 6.15. Com base nestes pressupostos, as rigidezes dos conectores nas ligações U1 e U3 foram estimadas para cada segmento do fuste do rebite. As Tabelas 6.3 e 6.4 apresentam os valores das componentes de rigidez lançadas nos modelos.

Figura 6.15 - A consideração de múltiplas camadas na modelagem dos conectores das ligações U1 e U3.

Tabela 6.3 - Componentes de rigidez estimadas para os elementos conectores da ligação U1.

Conexão (camada 1/ camada 2)	geometria	comprimento do elemento conector [mm]	$k_x = k_z$ [$\times 10^9$ N/m]	k_y [$\times 10^9$ N/m]
gusset-P57/L2-U1	II	31,70	2,510	2,950
U1-U3/gusset-P57	II	25,91	3,830	3,610
gusset-P57/L1-U1-fill	I	15,87	5,003	5,891
L1-U1-fill/L1-U1		14,61	5,928	6,403
L0-U1/gusset-P57	II	25,91	3,830	3,610

Tabela 6.4 - Componentes de rigidez estimadas para os elementos conectores da ligação U3.

Conexão (camada 1/ camada 2)	geometria	comprimento do elemento conector [mm]	$k_x = k_z$ [$\times 10^9$ N/m]	k_y [$\times 10^9$ N/m]
L2-U3/db-fill	I	16,16	4,836	5,791
db-fill/gusset-P70		12,70	8,001	7,364
U1-U3/gusset-P70	II	25,91	3,830	3,610
gusset-P70/L3-U3-fill	I	15,87	5,003	5,891
L3-U3-fill/L3-U3		14,61	5,928	6,403
U1-U3/gusset-P70	III	13,21	20,30	7,081
gusset-P70/L3-U3-fill		15,87	5,003	5,891
L3-U3-fill/L3-U3		14,60	5,930	6,403

6.2.7 Condições de contorno, material e carregamentos

Nenhuma condição de contorno além daquelas definidas no modelo global inicial foi aplicada aos modelos hierárquicos das ligações. A mesma consideração se estende para o material dos membros ponte, que foi assumido como linear elástico e isotrópico com módulo de elasticidade $E = 205$ GPa, densidade $\rho = 7850$ kg/m³ e coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$. Inicialmente, nenhum procedimento de sobreposição foi adotado para compor as respostas da estrutura, devido à não-linearidade introduzida pelas interações de contato. Dessa forma, as cargas móveis foram simuladas considerando as funções de força resultantes da passagem integral de múltiplas cargas concentradas ao longo do percurso do trem, conforme metodologia apresentada no Capítulo 4. No entanto, uma análise da possibilidade do uso do método de sobreposição das respostas obtidas a partir da simulação de uma carga isolada foi também realizada e os resultados são apresentados mais adiante.

As análises são realizadas em duas etapas, conforme sequência dos carregamentos. Na primeira, são considerados os efeitos do peso próprio da estrutura e inicializados os contatos entre os componentes. Na segunda, as cargas móveis são analisadas a partir da estrutura pré-deformada. A análise de cargas iniciais é realizada apenas uma vez e não precisa ser repetida durante a simulação de múltiplos trens. Para todas as simulações descritas a seguir o

procedimento quase-estático foi utilizado com incrementação automática e Δt variando entre 0,3 e 0,1 segundos.

6.2.8 Comparações com o modelo global inicial

O efeito da introdução das ligações U1 e U3 no modelo global inicial da ponte foi investigado comparando-se diretamente as deformações nos montantes L1-U1 e L3-U3 e os deslocamentos no meio do vão referentes a uma passagem de um trem de minério carregado. A fim de reduzir o tempo de simulação, as respostas numéricas foram avaliadas a partir de uma formação composta de duas locomotivas frontais DASH 9W seguida de seis vagões GDE tipo A. As funções de forças para dois nós existentes ao longo do percurso do trem são representadas na Figura 6.16. Uma comparação dos resultados das simulações é mostrada nas Figuras 6.17 e 6.18 em termos de deformações e deslocamentos determinados nos pontos instrumentados ao serem subtraídos os efeitos devido ao peso próprio da estrutura. Verifica-se que a incorporação das ligações no modelo global inicial não afetou significativamente as respostas da estrutura nos pontos instrumentados. Houve um ligeiro aumento, da ordem de 3,0%, nos deslocamentos máximos determinados no meio do vão em relação ao modelo global inicial. Diferenças não maiores que 1,5% foram detectadas ao serem comparadas as deformações máximas obtidas nos pontos S2 e S8 em cada modelo.

Figura 6.16 - Funções de forças nos nós 1 e 12 geradas pela passagem de um comboio com duas locomotivas frontais DASH 9W seguidas de seis vagões GDE tipo A carregados.

Figura 6.17 - Comparação das deformações nos montantes L1-U1 e L3-U3 antes e após a incorporação das ligações no modelo global.

Figura 6.18 - Comparação dos deslocamentos no meio do vão antes e após a incorporação das ligações no modelo global.

6.2.9 Investigação da transferência de cargas nas ligações

Conforme abordado no Capítulo 3, o conhecimento da distribuição de tensões dentro de uma ligação rebitada ou parafusada é fundamental para prever o comportamento à fadiga dos componentes. A compreensão destes mecanismos é necessária para identificar zonas críticas e seleccionar regiões para aplicação dos procedimentos de submodelagem. Nesse sentido, foram realizadas análises para avaliar a distribuição de cargas nos montantes L1-U1 e L3-U3. Para determinar as cargas transferidas em cada membro, considera-se que o esforço normal, ao encontrar uma linha de conectores, é dividido em duas parcelas de forças, sendo que uma delas permanece no membro e a outra é transferida aos demais componentes. A parcela remanescente da força, identificada aqui como F_{BP} (*bypassing force*), é calculada pela

integração do campo de tensões em determinadas seções posicionadas entre as linhas de conectores, como mostrado na Figura 6.19.

A carga transferida em cada linha de conector, F_t , é computada a partir da diferença entre as forças remanescentes em duas seções adjacentes. Valores máximos de F_{BP} e F_t , determinados durante a passagem do trem de minério com vagões GDE tipo C (275 kN/eixo), são mostrados nas Figuras 6.20 e 6.21, considerando conectores com componentes de rigidez calculadas conforme valores apresentados nas Tabelas 6.3 e 6.4. Verifica-se que as maiores parcelas dos esforços normais, aproximadamente 20% e 29%, são transferidas pela primeira linha nos montantes L1-U1 e L3-U3, respectivamente. A distribuição aparenta ser mais gradual para o montante da ligação U1. Em ambos os casos, os resultados sugerem que a primeira linha de conectores pode ser considerada como crítica e contém o furo onde a trinca de fadiga apresenta maior probabilidade para se iniciar.

Figura 6.19 - Seções transversais para cômputo do fluxo de forças nos montantes L1-U1 e L3-U3.

Figura 6.20 - Cargas máximas transferidas nos montantes L1-U1 durante a passagem de um trem de minério com 6 vagões GDE tipo C (nota: esforços normais determinados considerando a contribuição do peso próprio).

Figura 6.21 - Cargas máximas transferidas nos montantes L3-U3 durante a passagem de um trem de minério com 6 vagões GDE tipo C (nota: esforços normais determinados considerando a contribuição do peso próprio).

6.2.9.1 Influência da rigidez do elemento conector

A rigidez do conector é a propriedade que governa o mecanismo de distribuição de esforços dentro da ligação. A fim de avaliar a influência deste parâmetro, uma análise de sensibilidade foi realizada no montante L3-U3. As análises foram realizadas considerando que a rigidez do elemento conector, em cada grau de liberdade, é proporcional ao módulo de elasticidade, E_s , do material. Dessa forma, é assumido que uma variação de α_r vezes no módulo de elasticidade equivale à mesma variação na rigidez constitutiva de referência, $k_{r,ref}$, tomada quando $E_s = 210$ GPa. Para o estudo, a rigidez do elemento conector foi avaliada para α_r variando entre 5 e 100. Como exemplo, a Figura 6.22 mostra uma comparação entre os valores das cargas transferidas no montante L3-U3 quando a rigidez atribuída aos elementos conectores é 100 vezes superior ($\alpha_r=100$) à rigidez de referência ($\alpha_r=1$) determinada com base nos valores das Tabelas 6.3 e 6.4. Os resultados apresentados foram obtidos durante a passagem de um trem de minério com vagões GDE tipo C. Conforme já demonstrado no Capítulo 3, a razão entre a carga transferida e a carga total no membro (F_t/N) não se altera durante a aplicação do carregamento e independe da não-linearidade introduzida pelas interações de contato, o que demonstra a consistência da hipótese de rigidez constante para os conectores.

Valores da razão F_t/N dependentes da rigidez dos conectores são mostrados na Figura 6.23. Diferenças de até 10% na carga transferida na linha 1 foram detectadas quando a rigidez dos conectores foi aumentada em 100 vezes. Ao considerar conectores com apenas 5% da rigidez de referência, tais diferenças chegaram a até 30%.

Figura 6.22 - Cargas transferidas em função do esforço normal no montante L3-U3 (nota: simulações realizadas com um trem de minério com 6 vagões GDE tipo C).

Figura 6.23 - Fatores de distribuição de cargas e diferenças relativas em função da rigidez dos elementos conectores, determinados no montante L3-U3 considerando interações de contato entre as superfícies (nota: simulações realizadas com um trem de minério com 6 vagões GDE tipo C).

Com base nos resultados das análises, pode-se concluir que há uma razoável sensibilidade do modelo em relação à rigidez do elemento conector para valores distantes da rigidez adotada como referência. Embora haja um aumento da carga transferida na linha 1 na medida em que os conectores tornam-se mais rígidos, não se pode determinar o impacto deste aumento no desempenho à fadiga, uma vez que as tensões locais não podem ser precisamente determinadas a partir do modelo hierárquico. A fim de melhor compreender este comportamento, a influência da rigidez do conector também foi investigada a nível local com a utilização da técnica de submodelagem, conforme descrito adiante.

6.2.10 Investigação do método de conexão entre os componentes

O efeito do método de conexão entre os membros principais conectados no plano da treliça também foi investigado no modelo hierárquico da ligação U3. O objetivo do estudo foi avaliar possíveis discrepâncias na resposta da estrutura obtida a partir de diferentes hipóteses de modelagem. Devido à linearização do problema e redução do custo de processamento, é um procedimento comum modelar as ligações rebitadas ou parafusadas como contínuas, sem a consideração das interações de contato e dos elementos conectores, o que equivale a assumir que não há qualquer tipo de movimento relativo entre as placas. A motivação comum para adotar este procedimento está relacionada à hipótese de que os deslizamentos internos não existem ou são muito pequenos na ligação. Outro procedimento prático de modelagem é desconsiderar as interações de contato e transferir as cargas apenas por meio de elementos conectores deformáveis ou rígidos, assumindo a possibilidade de interpenetrações entre os componentes. Estas duas hipóteses de modelagem foram analisadas e os resultados foram comparados com os obtidos a partir do modelo que considera as interações de contato normal e tangencial entre as interfaces dos membros diretamente conectados à placa gusset-P70. As três hipóteses encontram-se listadas na Tabela 6.5. Comparações entre tensões máximas obtidas durante a passagem de um trem de minério com duas locomotivas DASH 9W frontais e seis vagões GDE tipo C são apresentadas nas Figuras 6.24 e 6.25.

Tabela 6.5 - Hipóteses de modelagem para investigar o método de conexão entre os membros da ligação U3.

Hipótese	Método de conexão	Comportamento	Descrição
Descontínua sem interação	elemento conector	linear	utiliza somente elementos conectores e não considera o contato entre as superfícies
Contínua	<i>tie constraint</i>	linear	utiliza restrições para eliminar o movimento relativo entre as superfícies sem a utilização de elementos conectores
Descontínua com interação	elementos conector + contato	não-linear	utiliza elementos conectores deformáveis e interações de contato tangencial e normal

Os resultados mostram que, embora existam algumas semelhanças entre as distribuições de tensões globais obtidas a partir dos modelos descontínuos com e sem interações de contato, as magnitudes das tensões no montante são razoavelmente diferentes, especialmente na região da linhas de conectores mais carregadas. Em relação ao modelo contínuo, as diferenças são bem mais expressivas. De uma maneira geral, pode-se dizer que o modelo contínuo subestima as tensões e não é recomendado para direcionar uma análise local por meio de submodelagem.

Apesar do maior custo computacional exigido pela solução não-linear, é altamente recomendado considerar os contatos entre as superfícies quando se pretende realizar uma análise local com condições de contorno definidas com base na interpolação de deslocamentos e forças determinadas no modelo hierárquico da ligação.

Figura 6.24 - Comparação entre as tensões máximas de Von Mises no modelo da ligação U3 para diferentes hipóteses de modelagem: (a) sem interação, (b) com *tie constraints* e (c) com contato tangencial e normal.

Figura 6.25 - Comparação entre as tensões verticais máximas no montante L3-U3 para diferentes hipóteses de modelagem: (a) sem interação, (b) com *tie constraints* e (c) com contato tangencial e normal.

6.3 ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DOS EFEITOS SECUNDÁRIOS NO COMPORTAMENTO À FADIGA

Uma das principais causas da fadiga em pontes de aço está relacionada às diferenças entre as tensões e deformações que realmente atuam na estrutura e aquelas que são consideradas durante a etapa de projeto (AKESSON, 2010). De fato, durante o projeto da ponte várias simplificações e pressupostos são adotados com relação às condições de suporte, conexões e carregamentos. Por exemplo, é uma prática comum de projeto considerar que as cargas devidas aos veículos e ao peso próprio da ponte são transferidas às vigas longitudinais e transversais do estrado inferior apenas como forças verticais, assumindo que as ligações entre estes membros não transferem momentos fletores. Este pressuposto também é adotado nas ligações entre os membros das treliças ou para representar as ligações entre as vigas transversais do estrado inferior e os montantes, no caso de uma estrutura com as características da ponte sobre o rio Fundão. No entanto, uma ligação real utiliza rebites ou parafusos dispostos em um determinado comprimento para conectar os membros, o que pode resultar em alguma restrição das rotações e gerar tensões secundárias não previstas em projeto.

A modelagem com ligações totalmente rígidas, como assumido no modelo global da ponte sobre o rio Fundão, é capaz de capturar os efeitos secundários, mas pode superestimá-los, pois o comportamento real pode ser semi-rígido a depender da condição da ligação. De fato, alguns fatores relativos à condição da ligação, como a extensão das zonas conectadas, podem contribuir para aumentar a rigidez à rotação e intensificar as tensões secundárias de flexão. Porém, de uma maneira geral, as restrições são parcialmente aliviadas devido à flexibilidade das placas *gusset* e dos anexos da ligação entre os membros principais. A modelagem hierárquica das ligações consegue capturar estes efeitos de forma mais realista, uma vez que representa precisamente a geometria e rigidez dos componentes envolvidos.

A fim de investigar a relevância de possíveis efeitos secundários de flexão, as ligações U1 e U3 da ponte sobre o rio Fundão foram analisadas. O estudo teve por objetivo avaliar o impacto desses efeitos no dano à fadiga nos montantes calculado com base no modelo global e nos modelos hierárquicos da ponte. A vida à fadiga foi prevista considerando o método SN baseado em tensões nominais e o mesmo cenário de tráfego já apresentado no Capítulo 5.

6.3.1 Esforços e tensões nominais nas seções líquidas

As Figuras 6.26 e 6.27 mostram uma comparação dos esforços internos nas seções líquidas dos montantes L1-U1 e L3-U3 (Det-01 e Det-03, respectivamente) obtidos com base no modelo global inicial e nos modelos hierárquicos das ligações U1 e U3. Nestes últimos, os momentos fletores e esforços normais foram determinados por meio da integração dos campos de tensões relativamente ao sistema local de coordenadas com origem no centróide da seção líquida de cada membro. As análises com os modelos hierárquicos previram que quando a ponte é submetida às passagens dos trens de minério e dos trens de carga geral, momentos fletores não desprezíveis surgem tanto no plano longitudinal quanto transversal da treliça. Embora com menores magnitudes comparadas às geradas no modelo global, a existência destes esforços contraria a hipótese de ligações rotuladas, frequentemente utilizada nas avaliações do comportamento à fadiga de membros verticais rebitados.

Figura 6.26 - Comparação de esforços internos na seção líquida do montante L1-U1 (detalhe Det-01).

Figura 6.27 - Comparação de esforços internos na seção líquida do montante L3-U3 (detalhe Det-03).

As tensões nominais nos pontos críticos das seções líquidas dos detalhes Det-01 e Det-03 são comparadas na Figura 6.28. De uma maneira geral, os resultados indicam que os valores das tensões combinadas devido à ação conjunta da força axial e dos momentos fletores ($\sigma_{n,total}$), calculadas a partir do modelo global e dos modelos hierárquicos, são razoavelmente próximas entre si. As máximas gamas de tensões nominais ($\Delta\sigma_{n,max}$) obtidas por meio do algoritmo *Rainflow* são apresentadas na Tabela 6.6. Ao considerar conjuntamente os detalhes Det-01 e Det-03, verifica-se que a contribuição das tensões secundárias de flexão variou entre 19% e 24% em relação às máximas gamas de tensões axiais para as simulações realizadas com os modelos hierárquicos. Para as análises realizadas com o modelo global, estas contribuições variaram entre 15% e 32%. Os resultados apresentados permitem concluir que a influência das tensões secundárias de flexão pode ser considerada relevante para os detalhes analisados.

Figura 6.28 - Comparação de tensões nominais nas seções líquidas dos montantes L1-U1 (detalhe Det-01) e L3-U3 (detalhe Det-03).

Tabela 6.6 - Comparativo das gamas de tensões nominais máximas ($\Delta\sigma_{n,max}$)

Detalhe	Composição simulada	Modelo hierárquico			Modelo global		
		Total	Axial	Total/Axial	Total	Axial	Total/Axial
Det-01	2×DASH 9W + 6×GDE C	83.04	67.21	1.24	90.95	69.02	1.32
	2×DASH 9W + 6×HFE	65.31	59.05	1.11	75.39	60.74	1.24
Det-03	2×DASH 9W + 6×GDE C	71.79	60.05	1.20	70.94	61.94	1.15
	2×DASH 9W + 6×HFE	64.05	53.97	1.19	69.32	56.18	1.23

6.3.2 Análises comparativas de dano e vida à fadiga

Os resultados das previsões de dano para simulações com um trem de minério formado por duas locomotivas DASH 9W e seis vagões GDE tipo C e um trem cargueiro composto de duas locomotivas DASH 9W seguidas de seis vagões HFE são mostrados na Figura 6.29. As estimativas foram obtidas usando a curva SN AREMA classe "D" com baixo pré-esforço nos

rebites e a lei de acúmulo linear de *Palmgren-Miner*. As tensões nominais nas foram calculadas considerando os esforços internos determinados por integração e aplicados na seções líquidas dos detalhes. O exame dos resultados dos modelos hierárquicos aponta o detalhe do montante L1-U1 como mais sensível à fadiga comparativamente ao detalhe do montante central L3-U3. Esta constatação é compatível com a realidade, pois segundo o histórico de inspeção da ponte o montante L1-U1 apresentou trincas de fadiga por volta do ano de 2007, tendo que ser substituído, e até 2011 nenhum dano visível havia sido detectado no montante central L3-U3.

Uma vez que foram previstas pelo modelo global maiores magnitudes de dano para o montante L3-U3, pode-se concluir que há uma superestimação dos efeitos secundários de flexão neste membro para simulações com trens de cargas gerais. Isso explica porque as vidas previstas para o detalhe Det-03 foram inferiores às previstas para o detalhe Det-01, conforme resultados descritos no Capítulo 5. A Tabela 6.7 apresenta valores para razão $D_{f,total} / D_{f,Axial}$, onde $D_{f,total}$ é o dano calculado considerando a combinação de tensões nominais axiais e de flexão e $D_{f,Axial}$ é o dano considerando somente a contribuição da força normal. Para o modelo hierárquico, a contribuição dos efeitos secundários de flexão variou entre 43% e 100% em relação ao dano calculado com base apenas na carga axial. Para o modelo global estas contribuições variaram entre 32% e 127%. Verifica-se que, devido à forte não-linearidade da curva SN, os efeitos secundários têm influência significativa nas estimativas do dano.

Tabela 6.7 - Comparativo do dano à fadiga

Composição	$D_{f,total} / D_{f,Axial}$			
	Modelo hierárquico		Modelo global	
	Det-01	Det-03	Det-01	Det-03
2×DASH 9W + 6×GDE	2.01	1.43	2.41	1.32
2×DASH 9W + 6×HFE	1.67	1.61	1.68	2.27

Uma comparação entre as vidas à fadiga previstas com base no modelo de tráfego assumido no Capítulo 5 é mostrada na Figura 6.30. Na figura são comparadas estimativas obtidas usando os modelos hierárquicos e global, considerando também as curvas SN AREMA classe "D" para pré-esforço "baixo" e "normal" com furos de qualidade superior.

Figura 6.29 - Estimativas do dano à fadiga nos montantes L1-U1 e L3-U3 determinadas para um trem de minério e um trem de carga geral com seis vagões.

Figura 6.30 - Estimativas da vida à fadiga dos montantes L1-U1 e L3-U3 com base no modelo global e nos modelos hierárquicos.

As estimativas de dano mostradas na Figura 6.30 para idades superiores a 63 anos foram obtidas considerando que as frequências anuais de passagens dos trens são mantidas constantes após 2007, o que equivale a extrapolar linearmente a curva de dano a partir deste ano. Os resultados mostram que as vidas à fadiga obtidas para o montante central L3-U3 (Det-03) são em geral conservadoras, especialmente quando calculadas pelo modelo global inicial que superestima os efeitos secundários de flexão. O modelo hierárquico estimou para o detalhe do montante central vidas de 71 anos e 107 anos, baseadas nos dois modelos SN

AREMA adotados. Uma vez que a ponte foi colocada em operação por volta de 1944 e o montante L3-U3 ainda não foi substituído, mantendo as características do projeto original, a análise pelo método global indica que é altamente recomendável inspecionar detalhadamente e monitorar este membro sob as condições atuais de tráfego.

As previsões do modelo global para o membro L1-U1 (Det-01) foram relativamente próximas das obtidas com o modelo hierárquico, especialmente quando se utiliza a curva SN classe "D" para pré-esforço baixo. Em ambos os casos as previsões indicam vidas relativamente curtas para o detalhe, o que é compatível com a realidade, pois este membro apresentou trincas em estágio avançado no ano de 2007 e teve que ser substituído. No entanto, é importante ressaltar que as previsões obtidas são apenas de caráter indicativo, pois o método SN é uma abordagem conservadora, que geralmente subestima a resistência à fadiga do detalhe. Outras incertezas também são incorporadas devido às simplificações adotadas para o modelo de tráfego no que concerne aos carregamentos e às respectivas frequências anuais de passagens sobre a ponte.

6.4 SUBMODELAGEM

Os modelos hierárquicos das ligações U1 e U3 foram concebidos para modelar precisamente a rigidez da ligação e capturar de forma mais realista a distribuição de cargas e os efeitos secundários de flexão que atuam principalmente nos montantes. No entanto, estes modelos representam os rebites apenas de uma forma aproximada, por meio de acoplamentos distribuídos que tendem a suavizar as concentrações de tensões que ocorrem nas imediações do conector. Além disso, embora as malhas adotadas nos modelos hierárquicos sejam suficientemente finas diante da escala do detalhe e da ponte, elas ainda são muito grosseiras para a realização de uma análise local. A fim de explorar melhor os campos de tensões para aplicação dos métodos locais, a técnica de submodelagem foi utilizada para investigar o desempenho à fadiga de regiões críticas nos montantes L1-U1 e L3-U3.

Os submodelos foram criados para analisar detalhadamente as tensões locais em torno dos furos das primeiras linhas de rebites, as quais foram indicadas pelos modelos hierárquicos como potenciais regiões para iniciação da trinca de fadiga, uma vez que suportam a maior parcela da carga transferida ao longo da ligação. Os deslocamentos obtidos nos modelos hierárquicos são impostos como condições de suporte variáveis no tempo em cada submodelo, conforme metodologia descrita no Capítulo 4.

6.4.1 Dimensões, condições de contorno e interações de contato

Os submodelos foram desenvolvidos extraindo-se regiões dos modelos hierárquicos das ligações U1 e U3. As regiões englobam pequenas porções das placas *gusset*, placas de preenchimento e dos montantes. Para o submodelo da ligação U1, foram consideradas as três primeiras linhas de rebites do montante e para o submodelo da ligação U3, somente as duas primeiras linhas foram inclusas. Em ambos os casos, as geometrias de todos os componentes foram explicitamente representadas. Os rebites foram modelados com cabeças semi-esféricas de diâmetros iguais a 36.44 mm e com fuste cilíndrico com diâmetro de 23.81 mm. Nenhum espaço vazio foi admitido entre a borda do furo e o fuste de cada rebite. Os componentes dos submodelos, interfaces de contato e as seções para aplicação das condições de contorno são mostrados na Figura 6.31.

Figura 6.31 - Dimensões, interfaces de contato e superfícies utilizadas para prescrição das condições de contorno nos submodelos das ligações (a) U3 e (b) U1.

As propriedades físicas do contato foram definidas a fim de considerar tanto o comportamento normal quanto tangencial. Para o primeiro, a relação pressão de contato $\times$ interpenetração para contato tipo "Hard" foi adotada como modelo interfacial. Para o segundo, o modelo de Coulomb foi usado com um coeficiente de fricção igual a 0.33. As tensões máximas de

cisalhamento nas interfaces foram limitadas em 130 MPa ($\sigma_y / \sqrt{3}$, com $\sigma_y = 225$ MPa). Em ambos os casos, o Método da Penalização com rigidez padrão foi utilizado para forçar os *constraints*.

Diferentemente da abordagem baseada em pares de contato utilizada nos modelos hierárquicos, as interações entre as superfícies nos submodelos foram definidas com base no algoritmo *General Contact* disponível no *software* ABAQUS™. Esta abordagem é mais atrativa no que respeita ao desenvolvimento do modelo, pois automaticamente detecta e força todas interações entre as superfícies livres sem a necessidade de definição de cada par *master-slave* por parte do usuário.

6.4.2 Malhas de elementos finitos

Um estudo inicial para verificar a influência das malhas foi realizado na ligação U3. Foram testados três modelos: TM-1 e TM-2 (*target-meshes*), e RM (*reference-mesh*). A discretização ao longo da espessura do membro vertical L3-U3 foi de 4 elementos nos submodelos TM-1 e TM-2 e 6 elementos para o submodelo RM. Apenas 1 elemento foi disposto ao longo da espessura para os demais componentes em todos os casos. A malha do submodelo TM-2 foi atribuída mantendo-se a mesma discretização adotada no submodelo TM-1 para o membro vertical L3-U3, mas refinando-se as discretizações das placas gusset-P70 e das placas de preenchimento L3-U3-fill, principalmente nas zonas de maiores pressões de contato. Elementos finitos sólidos hexaédricos lineares de 8 nós com integração reduzida e controle *hourglass* enriquecido, tipo C3D8R, foram utilizados nas placas e no montante. Para modelagem dos rebites, foram utilizados elementos sólidos tetraédricos lineares de 4 nós, tipo C3D4. A Tabela 6.8 apresenta dados relativos ao número de elementos e nós existentes em cada submodelo e as Figuras 6.32 a 6.35 ilustram as malhas adotadas em cada teste.

Tabela 6.8 - Dados das malhas utilizadas no submodelo da ligação U3.

Submodelo	Número de elementos		Número total de elementos	Número total de nós
	C3D8R	C3D4		
TM-1	15592	15596	31188	27516
TM-2	17226	24816	42042	32808
RM	39214	39132	78346	64128

Figura 6.32 - Malhas adotadas para a placa gusset-P70: submodelos (a) TM-1, (b) TM-2 e (c) RM.

Figura 6.33 - Malhas adotadas para a placa de preenchimento L3-U3-fill: submodelos (a) TM-1, (b) TM-2 e (c) RM.

Figura 6.34 - Malhas adotadas para o montante L3-U3: submodelos (a) TM-1, TM-2 e (b) RM.

Figura 6.35 - Malhas adotadas para os rebites da (a) primeira linha e da (b) segunda linha do montante L3-U3 (nomenclatura para os rebites: R_{ij} , i =numeração da linha e j =numeração da coluna).

Para fins de comparação, foi simulada uma composição formada por duas locomotivas frontais DASH 9W seguidas de três vagões GDE tipo C a uma velocidade de 60 km/h. Um pré-esforço inicial correspondente à tensão $\sigma_{\text{clamp}} = 100\text{MPa}$ foi aplicado igualmente em todos os rebites. A técnica de ajuste inicial variável foi utilizada para permitir que a força de aperto possa mudar respondendo aos demais carregamentos do modelo. Comparações dos campos de tensões verticais (σ_{yy}) no montante L3-U3 obtidas durante a passagem da composição são mostradas na Figura 6.36. As tensões verticais ao longo do tempo são mostradas na Figura 6.37 para um nó do elemento mais solicitado localizado na borda do furo (ponto A). Os resultados indicam que as tensões locais determinadas no submodelo TM-2 são muito próximas das obtidas a partir do submodelo de referência, RM. O custo computacional de processamento do submodelo TM-2 foi considerado aceitável e, por este motivo, este submodelo foi escolhido para as próximas etapas de análise.

Figura 6.36 - Comparação entre as tensões verticais (σ_{yy}) calculadas no instante $t = 6,20$ segundos, considerando o pré-esforço $\sigma_{clamp} = 100$ MPa: (a) submodelo TM-1; (b) submodelo TM-2; (c) submodelo TM-3 (valores de tensões em Pa).

Figura 6.37 - Comparação entre as histórias de tensões na direção y (σ_{yy}), no ponto A, considerando o pré-esforço $\sigma_{clamp} = 100$ MPa.

As malhas atribuídas ao submodelo da ligação U1 foram projetadas com a mesmas densidades de elementos usadas no submodelo TM-2, uma vez que este foi considerado aceitável para a realização de uma análise local na primeira linha de rebites do montante. A dimensão mínima dos elementos existente na borda de cada furo desta linha foi de 1.6 mm. Detalhes das malhas usadas nos componentes do submodelo da ligação U1 são mostradas na Figura 6.38.

Figura 6.38 - Malhas do submodelo da ligação U1: (a) placa gusset-P57; (b) placa L1-U1-fill; (c) montante L1-U1 e (d) vista geral do submodelo.

A Tabela 6.9 apresenta o total de nós e a quantidade de cada tipo de elemento utilizado no submodelo da ligação U1.

Tabela 6.9 - Dados das malhas utilizadas no submodelo da ligação U1

Tipo de elemento	Número de elementos	Número total de elementos	Número total de nós
C3D8R	17486	44330	34535
C3D4	26844		

6.4.3 Influência do método de conexão entre as superfícies no modelo hierárquico

O método de conexão entre as superfícies atribuído no modelo hierárquico mostrou-se relevante para a determinação do estado global de tensão no montante. Para investigar a influência deste aspecto sobre os campos de tensões locais nas bordas dos furos da primeira linha de rebites, um estudo foi realizado no submodelo da ligação U3 (malha TM-2). Resultados da simulação de um trem de minério ($2 \times \text{DASH 9W} + 3 \times \text{GDE C}$) a 60 km/h são mostrados na Figura 6.39 em termos de tensões verticais referentes aos três métodos de

conexão listados na Tabela 6.5 e adotados no modelo hierárquico da ligação. Os resultados apresentados na figura foram obtidos aplicando-se um pré-esforço de 100 MPa nos rebites.

Figura 6.39 - Comparação entre as tensões verticais (σ_{yy} em Pa) calculadas no submodelo da ligação U3, instante $t = 6,20$ segundos, considerando o pré-esforço $\sigma_{clamp} = 100$ MPa. Resultados obtidos a partir do modelo hierárquico (a) sem interação, (b) com *tie constraints* e (c) com contato tangencial e normal.

A análise da Figura 6.39 permite constatar que há uma relevante influência do método de conexão das superfícies do modelo hierárquico sobre os campos locais de tensões do submodelo. As diferenças são significativas principalmente quando as interações de contato não são consideradas no modelo hierárquico e apenas elementos conectores são utilizados para ligar os componentes (ver Figura 6.39a). A razão para este comportamento está relacionada à existência de regiões onde a interpenetração é permitida, o que introduz erros de interpolação de deslocamentos no contorno do submodelo, como exemplificado na Figura 6.40. Ao superpor as respostas do modelo hierárquico e do submodelo é possível identificar claramente as zonas onde estes erros ocorrem. Pode-se verificar que quando as interações de contato estão presentes no modelo hierárquico a zona de transição é contínua, exibindo um comportamento fisicamente mais coerente.

Figura 6.40 - Erros de interpolação de deslocamentos introduzidos no submodelo devido ao método de conexão entre as superfícies assumido no modelo hierárquico: (a) sem interação; (b) com interações de contato.

A boa correspondência entre os comportamentos do modelo hierárquico com interações de contato e do submodelo é ilustrada na Figura 6.41. Nota-se que o modelo hierárquico consegue capturar razoavelmente o fluxo de tensões globais no montante L3-U3, o que é importante para validação do procedimento de submodelagem. Uma comparação entre os valores das tensões locais verticais ao longo do tempo, obtidas no submodelo para os diferentes métodos de conexão adotados no modelo hierárquico é apresentada na Figura 6.42. As tensões exibidas na figura foram determinadas para o elemento mais solicitado localizado na borda do furo da linha 1 e coluna 4 de rebites (designado como ponto A na Figura 6.39).

Figura 6.41 - Comparação entre as tensões verticais (σ_{yy} em Pa) calculadas no instante $t = 6.20$ segundos, considerando o pré-esforço $\sigma_{clamp} = 100$ MPa: (a) modelo hierárquico da ligação U3 com contato tangencial e normal; (b) submodelo da ligação U3.

Figura 6.42 - Comparação entre as histórias de tensões verticais (σ_{yy}) calculadas com o submodelo da ligação U3, no ponto A, considerando o pré-esforço $\sigma_{clamp} = 100$ MPa e diferentes métodos de conexão usados no modelo hierárquico.

6.4.4 Comparações entre custos computacionais

Uma comparação entre os tempos de processamento para simulação quase-estática de uma composição formada por duas locomotivas DASH 9W e três vagões GDE tipo C nos modelos da ligação U3 é apresentada na Tabela 6.10. O incremento de tempo usado na análise foi $\Delta t = 0.1$ segundos para cargas móveis com velocidade de 60 km/h. Os resultados mostram que a utilização do contato no modelo hierárquico aumenta significativamente o custo da análise, com tempo de processamento superior ao necessário para realização de uma análise do submodelo com malha TM-2. Devido à linearização da solução, os modelos sem interações e com *tie constraints* apresentam custos computacionais relativamente baixos. Os tempos de análise obtidos ao se combinar o modelo hierárquico com interações de contato e o submodelo com malha TM-2 foram considerados satisfatórios. É importante destacar que os custos apresentados são referentes a uma análise onde as respostas, em termos de tensões e deslocamentos, foram armazenadas para todos os nós e elementos do modelo em cada incremento de tempo. Obviamente, o tempo de processamento deve diminuir caso apenas regiões de interesse sejam selecionadas para armazenar os resultados.

Tabela 6.10 - Comparação entre os custos computacionais para o simulação quase-estática da composição 2×DASH 9W + 3×GDE C nos modelos da ligação U3.

Modelo		Modelo hierárquico da ligação U3			Submodelo		
		sem interação	<i>tie constraint</i>	com interações de contato	TM-1	TM-2	RM
Tempo de cálculo ^(c) : análise das cargas iniciais	PP ^(a)	[s]	19.00	19.00	26.00	31.00	39.00
	AN ^(b)	[s]	55.84	63.31	166.73	206.64	241.24
	PP+AN	[s]	74.84	82.31	192.73	237.64	280.24
		[min]	1.25	1.37	3.21	3.96	4.67
	PP	[s]	10.00	9.00	11.00	13.00	36.00
Tempo de cálculo ^(c) : análise da carga móvel	AN	[s]	357.82	475.00	3145.21	1916.03	2467.55
	PP+AN	[s]	367.82	484.00	3156.21	1929.03	2503.55
		[min]	6.13	8.07	52.60	32.15	41.73
	PP	[s]	10.00	9.00	11.00	13.00	36.00
Tempo de CPU absoluto ^(c)		[s]	442.66	566.31	3348.94	2166.67	2783.79
		[min]	7.38	9.44	55.82	36.11	46.40
Tempo de CPU relativo ^(c)		[-]	0.07	0.09	0.51	0.33	0.42

(a) PP = etapa de préprocessamento;

(b) AN = etapa de análise;

(c) Tempos obtidos a partir de um computador com processador Intel® Core™ i7-3537U, 2,00 GHz, 8GB RAM e execução paralela (*thread-based parallelization*) com 3 núcleos e 90% de memória disponível para análise.

6.4.5 Sobreposição das respostas a partir da análise com uma carga móvel isolada

Conforme abordado no Capítulo 4, uma forma eficiente de obter a resposta da estrutura é simular uma única carga isolada no modelo em elementos finitos e posteriormente compor a resposta para qualquer trem de cargas móveis usando o princípio de sobreposição linear. Apesar deste método não ser adequado para estruturas com comportamentos não-lineares, é possível que ele consiga ser aplicado com sucesso em modelos que consideram as interações de contato, mas devido às baixas intensidades das solicitações geradas pelo carregamento em serviço, nenhum deslizamento interno visível ocorre nas ligações. Isso equivale admitir que o modelo é contínuo nas zonas de contato e a resposta exibe caráter predominantemente linear. Com intuito de testar a aplicabilidade desta hipótese, fez-se um estudo com os modelos da ligação U3 onde o método da superposição da carga móvel é aplicado na tentativa de capturar, com boa precisão, os níveis de tensões locais nas bordas dos furos.

O teste consistiu em variar o valor de uma carga isolada p , cuja metade foi aplicada igualmente em cada longarina, viajando a uma velocidade de 60 km/h. Em seguida, fez-se as sobreposições para obter as respostas referentes a uma passagem do trem composto por duas locomotivas DASH 9W frontais seguidas de 3 vagões GDE tipo C. Os resultados das histórias

de tensões verticais (σ_{yy}) no ponto A foram então comparados com aqueles obtidos a partir da simulação do trem inteiro, como um conjunto de cargas móveis simultaneamente aplicadas e espaçadas de acordo com a geometria do trem. A Figura 6.43 mostra tais resultados, obtidos a partir de simulações com uma carga móvel isolada com valores variando entre 10 kN a 1500 kN. Verifica-se que, devido às não-linearidades resultantes das interações de contato, o valor p da carga isolada interfere significativamente na resposta, o que demonstra que o método de sobreposição não pode ser aplicado com sucesso quando p é escolhido arbitrariamente, mesmo em condições onde os deslizamentos internos não são aparentes. No entanto, para uma determinada faixa de valores de p (entre 650 kN e 800 kN), a sobreposição conduz a resultados aparentemente bem ajustados à resposta de referência. Isto indica que o método da sobreposição linear pode ser utilizado desde que os valores da carga isolada sejam devidamente calibrados.

Figura 6.43 - Histórias de tensões verticais (σ_{yy}) calculadas com o submodelo da ligação U3, no ponto A, considerando o pré-esforço $\sigma_{clamp} = 100$ MPa: (a) resultados da simulação de uma carga móvel p ; (b) comparação entre os resultados da superposição das respostas de p e o resultado obtido a partir da simulação com o trem de cargas móveis.

A Figura 6.44 mostra a evolução da tensão vertical máxima ($\sigma_{yy,max}$) no ponto A e dos correspondentes níveis de esforços normais máximos no montante (N_{max}), resultantes das simulações de cargas isoladas com valores compreendidos entre 10 kN e 1500 kN. Note que os valores de $\sigma_{yy,max}$ expostos na figura foram extraídos diretamente das linhas de influência, antes do procedimento de sobreposição. Os resultados mostram um comportamento não-linear gradual que ocorre na medida que pequenos deslizamentos tendem a se manifestar na ligação como consequência do aumento do esforço normal no montante. Não é possível identificar

com precisão os valores para os quais o maior deslizamento ocorre, o que é típico de ligações com várias linhas de rebites.

Figura 6.44 - Evolução dos valores máximos da tensão vertical no ponto A e dos esforços normais máximos no montante obtidos para cada valor p da carga móvel (submodelo U3, $\sigma_{\text{clamp}} = 100$ MPa).

A análise da Figura 6.43 e 6.44 também permite constatar que para valores de p aproximadamente iguais a duas vezes o esforço normal máximo gerado pelo trem, a resposta sobreposta se ajusta bem à curva de referência. Isso ocorre devido ao fato do montante apresentar uma linha de influência relativamente curta, de forma que praticamente toda magnitude da força concentrada é dividida entre os dois montantes ligados nas extremidades da transversina. Dessa forma, as sobreposições obtidas com carga isoladas que produzam esforços normais próximos daqueles gerados pelo trem tendem a gerar resultados com aceitável nível de precisão.

6.4.6 Investigação da influência da rigidez dos conectores atribuída no modelo hierárquico

O submodelo da ligação U3 também foi analisado para investigar os efeitos da mudança de rigidez dos elementos conectores usados no modelo hierárquico. Como mostrado na Figura 6.45, para uma rigidez 100 superior à rigidez elástica de referência, k_{ref} , diferenças de até 10% foram detectadas nas tensões verticais obtidas no elemento mais solicitado na borda do furo da linha 1 e coluna 4, durante a simulação do trem de minério (2x DASH 9W + 3x GDE C). Quando a rigidez do conector é reduzida pela metade, as tensões locais tendem a aumentar em até 9,5% em relação ao valor de referência. Isso mostra que o submodelo é mais sensível à redução da rigidez do conector. Embora o aumento da rigidez dos rebites conduza a um

aumento da carga transferida na primeira linha, o efeito nos campos locais de tensões tende a ser oposto devido ao enrijecimento da ligação, confirmando a hipótese levantada durante análise do exemplo tratado no Capítulo 3. Tensões locais superestimadas podem ser detectadas no submodelo para valores muito reduzidos da rigidez dos elementos conectores no modelo hierárquico.

Figura 6.45 - Valores máximos e diferenças relativas da tensão vertical no ponto A em função da rigidez dos elementos conectores (submodelo U3, $\sigma_{clamp} = 100$ MPa).

6.4.7 Influência do pré-esforço nos rebites

A influência do pré-esforço nos rebites também foi avaliada nos submodelos. Um estudo inicial, tomando como exemplo o submodelo da ligação U3, mostrou um decréscimo de aproximadamente 42% na máxima tensão vertical (ver Figura 6.46), para o elemento mais solicitado na borda do furo da linha 1 e coluna 4 do montante L3-U3, quando o pré-esforço variou entre 5 MPa e 200 MPa. Tais resultados são referentes à passagem de um trem de minério com três vagões GDE tipo C a 60 km/h. Para as tensões de pré-esforço variando entre 5 MPa e 30 MPa, as mudanças nas tensões locais são pouco significativas, da ordem de 1,5%. Isso ocorre porque quase toda carga é transferida por pressões de suporte do fuste do rebite sobre a superfície livre da borda do furo, de forma que a contribuição das forças friccionais é relativamente baixa. Na medida em que o pré-esforço aumenta, as tensões de suporte tendem a diminuir e a transferência de carga por atrito passa a ser também um mecanismo relevante, reduzindo as tensões locais devido às restrições impostas à livre deformação do furo. Esta mudança no mecanismo de transferência de cargas na ligação é ilustrada na Figura 6.47.

Mesmo que os deslizamentos internos não ocorram visivelmente na ligação, variações localizadas das pressões de contato na borda do furo tendem a se manifestar durante a passagem de uma mesma composição, como mostrado na Figura 6.48 para os pré-esforços de 5 MPa e 100 MPa. Este comportamento explica porque o método de sobreposição linear, descrito na seção 6.4.5, apresentou resultados dependentes da magnitude da carga p .

Figura 6.46 - Comparação entre as histórias de tensões verticais (σ_{yy}) no ponto A calculadas com o submodelo da ligação U3 considerando diferentes níveis de pré-esforços nos rebites (simulação com $\mu=0,33$ e com a composição 2×DASH 9W + 3×GDE C).

Figura 6.47 - Comparação entre pressões de contato (em Pa) calculadas no submodelo da ligação U3, na mesa sul do montante L3-U3, instante $t = 6,20$ segundos, considerando vários níveis de pré-esforço nos rebites (nota: simulação com $\mu=0,33$ e com a composição 2×DASH 9W + 3×GDE C).

Figura 6.48 - Influência do pré-esforço nas tensões verticais e nas pressões de contato em diferentes instantes de tempo calculadas com o submodelo U3: (a) Tensões verticais no ponto A; (b) Pressões de contato (em Pa) no furo do rebite existente na linha 1, coluna 4, na face externa da mesa do perfil (simulação com $\mu=0,33$ e com a composição 2×DASH 9W + 3×GDE C).

6.4.8 Análise das tensões locais nos submodelos U1 e U3

Comparações entre as tensões locais obtidas nos submodelos das ligações U1 e U3, para o elemento sob maior amplitude de tensões principais na borda do furo da linha 1 e coluna 4, são apresentadas nas Figuras 6.49 e 6.50. As tensões foram extraídas considerando pré-esforços de 5 MPa e 100 MPa e são referentes à passagem de um trem de minério com três vagões GDE tipo C. De uma forma geral, pode-se constatar que as tensões no furo do montante de extremidade L1-U1 são significativamente mais elevadas comparadas àquelas determinadas no furo do montante central L3-U3. Sob um pré-esforço de 5 MPa, o estado de tensão no elemento mais solicitado em ambos os casos é aproximadamente uniaxial. No entanto, quando um pré-esforço de 100 MPa é introduzido na ligação, tensões compressivas surgem na direção da espessura da mesa fazendo com que a tensão principal mínima seja diferente de 0. Isto induz um estado de tensão praticamente biaxial com a componente intermediária da tensão principal próximo de zero ($\sigma_1 > 0$, $\sigma_2 \approx 0$ e $\sigma_3 < 0$).

Quando o pré-esforço é baixo, a condição de escoamento é alcançada no furo da ligação U1 caso seja considerada a tensão de escoamento monotônico de $\sigma_y = 227$ MPa, que corresponde

ao valor mínimo recomendado para o aço ASTM A7 (ASTM, 1939), utilizado na configuração original da ponte. Quando o pré-esforço é aumentado para 100 MPa, a tensão principal máxima se reduz, mas se mantém em torno do escoamento, sendo ligeiramente menor. Há razões para acreditar que o escoamento seja alcançado nestas condições, uma vez que o carregamento real pode ser maior do que o assumido na modelagem e a não-linearidade da curva elasto-plástica cíclica (escoamento cíclico) deste tipo de material (aço carbono de baixa liga) começa em um ponto um pouco abaixo da tensão monotônica σ_y (GORASH; MACKENZIE, 2014). Deve-se ressaltar que, embora a simulação quase-estática global tenha apresentado boa correlação com os resultados experimentais, ela não inclui as variações que podem ocorrer nas cargas/eixo e os efeitos do impacto que podem existir devido às irregularidades da via e defeitos de roda do trem. O valor máximo de tais efeitos nem sempre ocorre para cada trem e a amostra de tráfego monitorada é insuficiente para determiná-los de forma precisa.

Para o caso da ligação U3, a tensão de escoamento monotônico chega a ser 41 % superior às máximas tensões locais geradas pelo carregamento na borda do furo mais solicitado, quando o pré-esforço é de 5 MPa. Diferenças maiores são obtidas quando o pré-esforço é aumentado. Uma vez que os efeitos não considerados no modelo dificilmente cobrem diferenças desta magnitude, é altamente provável que as tensões no ponto crítico estejam compreendidas no domínio puramente elástico.

Figura 6.49 - Comparação entre as tensões no ponto A determinadas nos submodelos das ligações U1 e U3 para um pré-esforço de 5 MPa (simulação com $\mu=0.33$ e com a composição 2×DASH 9W + 3×GDE C).

Figura 6.50 - Comparação entre as tensões no ponto A determinadas nos submodelos das ligações U1 e U3 para um pré-esforço de 100 MPa (simulação com $\mu=0.33$ e com a composição 2×DASH 9W + 3×GDE C).

Com relação à localização dos pontos mais suscetíveis ao processo de iniciação de trincas de fadiga as seguintes considerações são feitas:

- i. Os esforços de flexão que atuam fora do plano da treliça fazem com que os rebites situados na mesa sul (exterior) do montante central L3-U3 sejam os mais solicitados. Devido à menor contribuição dos momentos fletores no plano da treliça, os dois furos (colunas 3 e 4) localizados nesta mesa atingem níveis semelhantes de tensões;
- ii. Para o caso do montante de extremidade L1-U1, há uma maior contribuição dos esforços de flexão no plano da treliça, direção esta onde a inércia do perfil é menor. Isso gera uma distribuição desigual das forças de cisalhamento nos rebites situados na mesma mesa. Como resultado, as tensões nas bordas dos furos da linha 1, colunas 1 e 4, tendem a ser maiores.

6.5 ANÁLISE LOCAL DA FADIGA

6.5.1 Propriedades de fadiga do material

Uma vez que nenhum ensaio de caracterização das propriedades cíclicas foi realizado com o material da ponte sobre o Rio Fundão, elas precisaram ser estimadas a partir dos métodos e bases de dados encontradas na literatura. No entanto, há pouca informação disponível para o

aço A7 (ASTM, 1939), utilizado no projeto original da ponte. Este tipo de aço caiu em desuso por volta dos anos 1960, quando começou a ser substituído pelo aço A36 (ASTM, 2014), cujas especificações são válidas atualmente para construção de edifícios e pontes. Em geral, estes dois tipos de aço apresentam resistências últimas (S_u) compatíveis, conforme pode ser constatado na Tabela 6.11. Na tabela também são apresentadas estimativas para valores de S_u e da dureza *Brinell* documentadas por Spectroscan (2007), com base em testes realizados a partir de amostras do aço ASTM A7 retiradas da ponte sobre o rio Correntes. Esta ponte pertence à mesma família de estruturas em treliça *Warren* construídas com base no mesmo projeto e material da ponte sobre o rio Fundão e colocadas em operação na década de 1940. Os valores de S_u foram usados como referência para determinação do limite de fadiga sob cargas totalmente reversas (S_{fl}).

Tabela 6.11 - Estimativas de S_u e S_{fl} para o aço A7 e A36.

Aço	Fonte	S_u [MPa]	$S_{fl} = 0.5S_u$ [MPa]
A7	Teste de tração axial (SPECTROSCAN, 2007)	444.50	222.25
	Teste de dureza Brinell, HB=116 (SPECTROSCAN, 2007)	$3.45HB = 400.20$	200.10
	Requisitos segundo ASTM (1939)	413.70 a 496.42	206.85 a 248.21
A36	Requisitos segundo ASTM (2014)	400.00 a 550.00	200.00 a 275.00

Para ser conservativo, os valores de $S_u = 400$ MPa e $S_{fl} = 200$ MPa foram adotados para realização da análise local da fadiga. As propriedades cíclicas do aço foram estimadas com base no Método do Material Universal proposto por Bäuml e Seeger (1990) e no Método das Medianas proposto por Meggiolaro e Castro (2004). Tais estimativas encontram-se reunidas na Tabela 6.12. Algumas investigações têm mostrado que estas estimativas conduzem a resultados satisfatórios quando comparados com medidas experimentais para aços carbono de média e baixa resistências (AGHOURY, 2012).

Tabela 6.12 - Estimativas das propriedades de fadiga do aço.

Parâmetro	Método das medianas (MEGGIOLARO e CASTRO, 2004)	Método do material universal (BÄUMEL e SEEGER, 1990)	Estimativa adotada
σ'_f	$1.5 \cdot S_u$	$1.5 \cdot S_u$	600 MPa
ε'_f	0.45	$0.59 \cdot a^*$	0.45
b	-0.09	-0.087	-0.09
c	-0.59	-0.58	-0.59
n'	b / c	b / c	0.15
K'	$1.69 \cdot S_u$	$1.65 \cdot S_u$	660 MPa

* $a = 1.0$ para $S_u / E < 3\%$, caso contrário $a = 1.375 - 125S_u / E$

Para aplicação do método SN local com base nas propriedades extraídas por meio de ensaios com espécimes finamente polidos, é necessário definir, além do limite de fadiga S_{fl} , a inclinação b e a constante A da curva de *Basquin*. Caso as correlações empíricas sejam usadas para estimar as propriedades de fadiga, as constantes A e b a serem adotadas no método SN devem ser diferentes daquelas obtidas na parte elástica do método ϵN , cujos valores foram definidos através de análises estatísticas dos resultados de testes provavelmente caracterizados por acabamentos superficiais mais grosseiros. De fato, para espécimes ϵN as operações de usinagem das superfícies são suficientes, pois sob controle de deformações plásticas macroscópicas, a influência da condição da superfície sobre a resistência à fadiga não é relevante (MEGGIOLARO e CASTRO, 2004). No entanto, acredita-se que as bases de dados referentes a testes SN foram obtidas fazendo-se uso de espécimes onde o polimento fino foi aplicado para minimizar o efeito do acabamento.

O valor adotado neste trabalho para a constante b do método SN é $-0,0606$ e para a constante A usou-se a relação $1,1552 \times S_u$ e obteve-se o valor de 461,99 MPa (ver eq.(2.8) do Capítulo 2). Verifica-se que a constante $b = -0,09$ listada na Tabela 6.12 conduz a uma inclinação maior da curva de *Basquin* em relação à curva resultante quando $b = -0,0606$ é aplicado, o que é justificado pela diferença de acabamento superficial nas duas metodologias de testes.

6.5.2 Verificação da sensibilidade ao entalhe

Uma verificação simplificada da sensibilidade ao entalhe foi feita com base na relação entre o fator de redução da resistência à fadiga (K_f) e o fator elástico de concentração de tensões (K_t) considerando a relação de *Peterson* (PETERSON, 1974). O objetivo da verificação foi identificar se há necessidade de reduzir as tensões locais extraídas nas bordas dos furos, caso existam gradientes de tensões muito elevados. A curva que correlaciona o parâmetro q ao raio do entalhe é mostrada na Figura 6.51a, considerando $S_u = 400$ MPa. A Figura 6.51b mostra valores da razão K_f/K_t calculadas para uma faixa de valores considerada plausível para o K_t de furos circulares com raios da ordem de 12 mm em uma placa de largura finita, como aqueles utilizados nas ligações U1 e U3. Dentro desta margem, as diferenças entre K_f e K_t são inferiores a 2%. Portanto, pode-se concluir que as tensões na superfície dos furos das ligações U1 e U3 são suficientemente precisas para análise local, pois um entalhe com esta geometria não é considerado severo. De uma maneira geral, pode-se afirmar que K_f é aproximadamente igual a K_t para furos com raios superiores a 10 mm existentes em membros fabricados com

aços estruturais com resistência última em torno de 400 MPa, o que corresponde à uma situação típica encontrada em ligações rebitadas convencionalmente usadas em estruturas de pontes.

Figura 6.51 - Verificação da sensibilidade ao entalhe: (a) $q \times$ raio do furo para $S_u = 400$ MPa; (b) Relação K_t/K_l para valores plausíveis de K_t do furo circular de diâmetro de 24 mm.

6.5.3 Simulação dos primeiros eventos de carregamento

As análises realizadas com os submodelos identificaram níveis de tensões locais relativamente baixos nos furos mais solicitados dos montantes L1-U1 e L3-U3, quando a ponte é submetida aos trens convencionais modelados como cargas móveis nominais quase-estáticas. Mesmo no ponto crítico do montante L1-U1, onde as tensões máximas principais alcançam a tensão de escoamento do material, pode-se esperar comportamento elástico após a aplicação dos primeiros eventos de carga, representados pelas passagens dos primeiros trens com carga suficientemente alta para induzir alguma plasticidade no aço. De fato, durante a passagem do primeiro trem de elevada carga/eixo sobre a ponte, as tensões e deformações máximas são determinadas com base na relação $\sigma \times \epsilon$ cíclica do aço. Após atingir o carregamento máximo, o que acontece durante a passagem dos vagões carregados sobre a ponte, a descarga e as próximas recargas seguem a curva elastoplástica dos laços de histerese, a qual mantém o mesmo módulo de elasticidade, mas apresenta gama elástica duas vezes superior a da curva elastoplástica cíclica, de acordo com a hipótese de Masing (1926). Neste caso, o comportamento será elástico pois $|\Delta \sigma_{\max}| \leq 2\sigma_y^c$, onde σ_y^c é a tensão de escoamento cíclico.

Para exemplificar comportamento descrito acima, o primeiro evento de carga móvel foi simulado nas ligações U1 e U3 considerando a passagem de um trem de minério com

formação 2×DASH 9W + 6×GDE C e rebites pré-esforçados com tensão de 5 MPa. Um segundo trem idêntico ao primeiro foi simulado em seguida. As tensões e deformações no ponto crítico foram determinadas após a aplicação do *método das razões constantes* baseada na regra de *Neuber* com tensões equivalentes de *von Mises* para correção elasto-plástica, seguindo a metodologia apresentada no Capítulo 4. A Figura 6.52a mostra a relação cíclica de *Ramberg-Osgood* obtida com os parâmetros K' e n' listados na Tabela 6.12. Nota-se que a tensão de escoamento cíclico σ_y^c pode ser definida como um valor de aproximadamente 125 MPa, o que é compatível com a estimativa de 115 MPa determinada por Gorash e Mackenzie (2014) ao analisarem os resultados de um conjunto de testes com o aço ASTM A36. A Figura 6.52b apresenta a curva obtida para os laços de histerese no ponto crítico do montante L1-U1 durante às passagens dos trens simulados. Nota-se que os laços são iniciados a partir de um ponto com tensão e deformação positivas, o que está relacionado ao estado da estrutura após a etapa de aplicação das cargas iniciais devidas ao peso próprio e pré-esforço nos rebites.

Figura 6.52 - (a) curva cíclica de *Ramberg-Osgood* adotada para o aço A7; (b) curva dos laços de histerese no ponto de maior amplitude de tensão principal localizado no furo da linha 1 e coluna 4 do montante L1-U1 (nota: simulações com $\mu=0.33$, $\sigma_{\text{clamp}} = 5$ MPa, e trens de minério com formação 2×DASH 9W + 6×GDE C).

A análise das figuras permite constatar que há escoamento durante a passagem do primeiro trem, mas a descarga é elástica e deixa o ponto crítico com uma pequena tensão residual de compressão e uma deformação residual de tração. Quando o segundo trem passa pela ponte, o comportamento passa a ser elástico-linear e deve se manter assim durante os próximos eventos de carregamento, a menos que haja uma sobrecarga com magnitude significativamente superior a dos trens convencionais. Tal comportamento é típico do regime de fadiga de alto ciclo (HCF), onde o processo de nucleação da trinca é controlado pelas

gamas elásticas de tensões. Neste caso, o uso do método SN é suficiente para estimar a vida de iniciação da trinca de fadiga.

A Figura 6.53 mostra a curva dos laços de histerese para o ponto crítico do montante L3-U3. Devido aos baixos níveis de tensões locais, o comportamento é puramente elástico durante as duas passagens. As análises das tensões locais nos pontos críticos dos montantes L1-U1 e L3-U3 permite concluir que a resposta da estrutura é governada pelo efeito da carga móvel induzido pelas passagens dos trens, de modo que a contribuição do peso próprio da estrutura é pouco expressiva.

Figura 6.53 - Curva dos laços de histerese no ponto de maior amplitude de tensão principal localizado no furo da linha 1 e coluna 4 do montante L3-U3 (nota: simulações com $\mu=0,33$, $\sigma_{\text{clamp}} = 5$ MPa, e trens de minério com formação 2×DASH 9W + 6×GDE C).

No regime HCF, as previsões do método ϵN e SN devem ser compatíveis. No entanto, para estabelecer esta comparação é necessário tomar alguns cuidados, pois as propriedades dos materiais são obtidas a partir de testes com condições distintas nas duas metodologias. Conforme já mencionado, as estimativas por meio da eq.(2.8) (ver Capítulo 2) sugerem o uso do expoente $b = -0,0606$ e da constante $A = 462,08$ MPa quando $S_u = 400$ MPa para espécimes SN polidos. Como nos testes ϵN as superfícies são geralmente usinadas, as constantes b e A devem ser corrigidas no método SN para que a comparação passe a ser feita nas mesmas condições. Para o valor adotado de S_u , um fator de acabamento superficial $k_{sf} = 0,81$ pode ser obtido com base nas curvas propostas por Juvinall (1967) para superfícies com acabamento usinado, o que resulta em $A^* = 565,65$ MPa e $b^* = -0,0905$. Tais valores são

consistentes com os apresentados na Tabela 6.12 ($b = -0,09$ e $A = \sigma'_f \cdot 2^b = 563,71$ MPa) para o método ϵN .

A Figura 6.54 mostra uma comparação entre os valores de dano obtidos para diferentes critérios de falha analisados no ponto com maior tensão local principal no montante L1-U1, para uma simulação com as duas composições de minério de ferro em sequência. Como o objetivo é apenas comparar os modelos entre si, a inclinação da curva foi mantida constante e estendida para abaixo do limiar de corte S_{fl}^* . Os valores do dano no método SN foram determinados substituindo S_u por σ'_f na relação de *Goodman*. Verifica-se a compatibilidade entre ambos os métodos para os diferentes critérios, com exceção do modelo genérico de *Basquin-Coffin-Manson*, que não reconhece o efeito da tensão média e, por este motivo, subestima o dano. O estado de tensões no ponto analisado é praticamente uniaxial, o que justifica o acordo entre os diferentes critérios uniaxiais e multiaxiais. A convergência entre os modelos também é uma forma de validar as sub-rotinas implementadas para avaliação local da fadiga.

Figura 6.54 - Comparação entre o dano determinado por meio dos métodos ϵN e SN no ponto de maior amplitude de tensão principal localizado no furo da linha 1 e coluna 4 do montante L1-U1 (nota: simulações com $\mu=0.33$, $\sigma_{clamp} = 5$ MPa, e trens de minério com formação 2×DASH 9W + 6×GDE C).

A relação de *Goodman* avaliada com S_u ao invés de σ'_f conduz a resultados geralmente conservadores comparados aos modelos ϵN , devido à forte não-linearidade da curva com expoente $b^* = -0.0905$ (por exemplo, um aumento de 5% na amplitude de tensão conduz a um aumento de aproximadamente 71.45 % no dano estimado). Por outro lado, as previsões do método SN com a relação de *Gerber* subestimam o dano quando a comparação é feita com

relação aos resultados obtidos a partir do método ϵN . Tais comportamentos são ilustrados na Figura 6.55. Assim, para as situações que envolvem o regime HCF, recomenda-se que as avaliações da iniciação de trincas de fadiga sejam realizadas com os modelos SN que geram os maiores danos devido à maior margem de segurança do critério, a exemplo da relação de *Goodman*. A verificação dos detalhes das ligações U1 e U3 quanto ao regime de vida infinita, com base nos diferentes critérios SN, é apresentada na seção a seguir.

Figura 6.55 - Comparação entre o dano determinado por meio de diferentes critérios SN avaliados no ponto de maior amplitude de tensão principal no montante L1-U1 (nota: simulações com $\mu=0.33$, $\sigma_{\text{clamp}} = 5$ MPa, e trens de minério com formação 2×DASH 9W + 6×GDE C).

6.5.4 Verificação quanto à hipótese de vida infinita

Uma avaliação quanto à hipótese de vida infinita foi realizada para checar a segurança à fadiga das regiões críticas dos montantes L1-U1 e L3-U3. A verificação foi realizada diante de vários cenários prováveis, onde os fatores de correção da curva SN foram atribuídos parametricamente durante a definição das condições iniciais do problema. O espectro de carregamento foi obtido considerando o mesmo modelo de tráfego adotado durante a análise global apresentada no Capítulo 5.

Em virtude da importância da condição superficial na resistência à fadiga para situações que envolvem o regime HCF, fez-se uma análise paramétrica para avaliar a sensibilidade das respostas diante dos diferentes critérios de falha implementados. Os fatores de acabamento superficial, k_{sf} , foram determinados de acordo com as curvas apresentadas em Slocum (1992) (ver Figura 2.13 e Tabela 2.2 do Capítulo 2), considerando inicialmente gamas médias de rugosidade superficial de 6,3 μm , 12,5 μm , 25 μm e 50 μm . Superfícies com acabamento de

gamas médias iguais a 12,5 μm podem ser encontradas, com menor frequência, em operações de furação e fresamento. As gamas de 25 μm e 50 μm são típicas do processo de laminação a quente. Já a gama de 6,3 μm pode ser encontrada em operações de alargamento usadas para melhorar a qualidade de furos previamente formados por outros processos.

O projeto original da ponte sobre o Rio Fundão indica que os furos das ligações dos montantes L1-U1 e L3-U3 deveriam ser formados por meio de puncionamento para alcançar o diâmetro de 17,5 mm, seguido de alargamento para atingir o diâmetro de 24 mm, o que conduziria a um acabamento superficial com gamas médias iguais ou inferiores a 6,3 μm para a superfície do furo, de acordo com os dados tipicamente encontrados na literatura. No entanto, há motivos para considerar a superfície gerada pela laminação à quente dos perfis para determinação do fator k_{sf} , uma vez que o ponto crítico surge na borda do furo na face externa das mesas em ambos os montantes, conforme apontado pela análise das tensões locais (ver Figura 6.56). Tomando como base a figura, a trinca de fadiga tenderia a surgir no canto inferior esquerdo, onde as tensões nominais geradas pela flexão induzem as maiores magnitudes das tensões locais, as quais são afetadas pela superfície originada pelo processo laminação.

Figura 6.56 - Zonas afetadas pelo tipo de acabamento superficial nos montantes L1-U1 e L3-U3.

Outro importante fator analisado parametricamente foi o coeficiente k_{se} , que tenta quantificar o "efeito de tamanho" na resistência à fadiga. Uma vez que aplicação do método proposto por Kuguel (1962), descrito na seção 2.3.1.2.2 do Capítulo 2, não pode ser diretamente aplicado ao problema devido à dificuldade em se determinar consistentemente o diâmetro equivalente, d_{eq} , para os casos em estudo, considerou-se uma variação uniforme para k_{se} entre 0,9 e 1,0. O fator de temperatura, k_t , e o fator estatístico, k_r , foram assumidos iguais a 1,0, o que equivale a adotar a curva SN média determinada sob condições térmicas normais. O fator de carga, k_{le} , também foi assumido igual à unidade.

Para aplicação do critério de *Sines* é necessário definir o fator α_s que contabiliza a contribuição das tensões médias hidrostáticas no dano à fadiga. Na ausência de dados experimentais, uma primeira estimativa desse parâmetro pode ser feita pela aproximação $\alpha_s = (\sqrt{2/3}) \cdot (S_f / S_u) \approx 0,236$, caso a relação $S_f = 0,5 \cdot S_u$ seja adotada. A fim de considerar uma possível variabilidade deste parâmetro, foram tomados uniformemente valores na faixa entre 80% e 120% da estimativa inicial igual a 0,236.

A Figura 6.57 mostra um exemplo de aplicação dos critérios de *Goodman* e *Sines* no ponto crítico do montante L1-U1, considerando diferentes valores da gama média de rugosidade superficial e pré-esforço nos rebites com tensões de 5 MPa e 100 MPa. Os resultados referem-se à análise com $k_{le}=k_t=k_r=1,0$, $k_{se}=0,95$ e $\alpha_s = 0,236$. Verifica-se que a experiência de vida finita é esperada em ambas as condições quando a gama média de rugosidade superficial é da ordem de 50 μm , uma vez que algumas gamas do espectro de tensões caem para além da zona considerada segura indicada por cada critério.

Para o caso onde o pré-esforço nos rebites é da ordem de 100 MPa, verifica-se que todas as gamas do espectro caem na zona segura quando o acabamento superficial possui rugosidades inferiores a 50 μm . Também é possível constatar que, embora as amplitudes máximas das tensões equivalentes sejam próximas das obtidas quando o pré-esforço é baixo, o efeito da menor tensão média equivalente desloca o espectro para a esquerda, onde a segurança contra a iniciação da trinca é maior. Este comportamento se deve ao efeito das tensões hidrostáticas compressivas, σ_3 , geradas na direção da espessura quando o pré-esforço é aplicado. Assim, as tensões equivalentes de *Tresca* tendem a gerar maiores amplitudes comparativamente às tensões de *von Mises* e *AMP*, o que não é verificado quando o pré-esforço é baixo, pois as tensões principais σ_2 e σ_3 são aproximadamente nulas, o que resulta em maiores tensões médias equivalentes. A análise mostrada demonstra a significativa influência da tensão média na avaliação da segurança à fadiga do detalhe estrutural em estudo.

Figura 6.57 - Verificação quanto à hipótese de vida infinita para diferentes gamas médias de rugosidade superficial no ponto crítico do montante L1-U1: (a) critério de *Goodman* com $\sigma_{clamp} = 5$ MPa; (b) critério de *Sines* com $\sigma_{clamp} = 5$ MPa; (c) critério de *Goodman* com $\sigma_{clamp} = 100$ MPa; (d) critério de *Sines* com $\sigma_{clamp} = 100$ MPa (simulações realizadas com $\mu = 0,30$, $k_{le}=k_f=k_r=1,0$, $k_{se} = 0,95$ e $\alpha_s = 0,236$).

Um estudo similar foi realizado para o montante L3-U3 e é apresentado na Figura 6.58 para a situação mais crítica, caracterizada por um baixo nível de pré-esforço nos rebites ($\sigma_{clamp} = 5$ MPa) e pela maior gama de rugosidade superficial (50 μm). Os resultados mostram que todas as gamas do espectro de tensões caem na zona segura, contrariando as previsões da análise global, que apontou o regime de vida finita para o detalhe estrutural. Um comparativo entre as margens de segurança determinadas para os todos os casos sob análise é mostrado na Figura 6.59. Os resultados mais conservadores são obtidos quando o critério de *Sines* aplicado.

Figura 6.58 - Verificação quanto à hipótese de vida infinita para a gama média de rugosidade superficial de 50 μm no ponto crítico do montante L3-U3: (a) critério de *Goodman* com $\sigma_{clamp} = 5$ MPa; (b) critério de *Sines* com $\sigma_{clamp} = 5$ MPa (simulações realizadas com $\mu = 0,30$, $k_{le}=k_t=k_r=1,0$, $k_{se} = 0,95$ e $\alpha_s = 0,236$).

Figura 6.59 - Índices de segurança contra a iniciação de trincas: (a) montante L1-U1, $\sigma_{clamp} = 5$ MPa; (b) montante L1-U1, $\sigma_{clamp} = 100$ MPa; (c) montante L3-U3, $\sigma_{clamp} = 5$ MPa (simulações realizadas com $\mu = 0,30$, $k_{le}=k_t=k_r=1,0$, $k_{se} = 0,95$ e $\alpha_s = 0,236$).

6.5.5 Previsão do dano acumulado no montante L1-U1

A Figura 6.60 mostra alguns resultados expressos em termos da história de dano acumulado dependentes da rugosidade superficial no ponto crítico do montante L1-U1, considerando $k_{le}=k_f=k_r=1,0$, $k_{se} = 0,95$ e $\alpha_s = 0,236$. A Figura 6.61 apresenta todas as histórias de dano obtidas durante a análise paramétrica para as rugosidades de 25 μm e 50 μm , com k_{se} variando entre 0,9 e 1,0 e α_s variando de 0,189 a 0,283, este último usado somente para aplicação do critério de *Sines*. Para aumentar a eficiência das análises, a ferramenta numérica foi programada para detectar automaticamente os elementos finitos onde ocorrem os valores máximos das amplitudes de tensões equivalente totalmente alternadas ($\sigma_{a,0}$), a qual combina simultaneamente os efeitos das amplitudes de tensões e tensões médias para cada critério. Assim, cada realização dos parâmetros está associado a uma análise de um único elemento, diminuindo significativamente o custo da solução e a quantidade de dados armazenados.

A Figura 6.62 mostra os resultados da análise paramétrica onde as influências do perfil de rugosidade, do "efeito de tamanho" e do parâmetro α_s são avaliadas. Analisando os resultados, pode-se concluir que as previsões da vida de iniciação são fortemente influenciadas pela rugosidade superficial, a qual tem maior impacto comparado ao "fator de tamanho" para a maioria dos valores nas faixas de variação testadas, uma vez que em situações práticas, a variabilidade associada ao fator de acabamento superficial é geralmente superior à do "fator de tamanho". A elevada sensibilidade das previsões está diretamente associada aos diferentes expoentes das curvas SN corrigidas, os quais impõem forte não-linearidade para determinação do número de ciclos até a falha. Deve-se ressaltar que os expoentes da curva de *Basquin* no método local são significativamente maiores que os adotados nas curvas SN baseadas em classes de detalhes utilizadas no método global, de modo que a dispersão das previsões no método local tendem a ser maiores que no método global, caso os parâmetros de entrada do modelo não sejam bem definidos.

Pode-se verificar também que as previsões usando o modelo de tráfego adotado conduz, na grande maioria dos casos, a vidas de iniciação inferiores a 100 anos quando o detalhe é analisado sob condições de pré-esforço reduzido, o que está de acordo com as indicações das inspeções "*in situ*". Em relação ao critério de *Sines*, verifica-se que as previsões mais conservadoras são obtidas quando os menores valores do fator de carga são combinados aos maiores valores do parâmetro α_s e da rugosidade, conforme demonstrado nas Figuras 6.62 b e 6.62c. Assim, a caracterização adequada das propriedades do material se faz necessária para

validação do modelo. Tomando como referência à vida total útil do detalhe L1-U1, que na prática foi de aproximadamente 63 anos, os resultados médios sugerem que a vida de iniciação da trinca é dominante em relação à fase de propagação, o que confirma as características da fadiga sob regime HCF.

Figura 6.60 - Histórias de dano acumulado no ponto crítico do montante L1-U1 para $\sigma_{\text{clamp}} = 5$ MPa.

Figura 6.61 - Análise paramétrica das histórias de dano acumulado obtidas no ponto crítico do montante L1-U1 para $\sigma_{\text{clamp}} = 5$ MPa: (a) critério de *Goodman*; (b) Critério de *Sines* (simulações realizadas com gamas médias de rugosidades de 25 μm e 50 μm , k_{se} variando entre 0,9 e 1,0 e α_s variando de 0,189 a 0,283)

Figura 6.62 - Avaliação da influência da rugosidade superficial, do fator de tamanho e do parâmetro α_s sobre a vida de iniciação da trinca no ponto crítico do montante L1-U1 ($\sigma_{clamp} = 5$ MPa): (a) Critério de *Goodman + von Mises*; (b) Critério de *Sines* com rugosidade média de $25 \mu m$; Critério de *Sines* com rugosidade média de $50 \mu m$.

A Figura 6.63 mostra as isocurvas de dano determinadas no ponto crítico do montante L1-U1 para um baixo nível de pré-esforço nos rebites. Na figura, é destacado o possível caminho de propagação da trinca comparando-o com o observado no membro rompido retirado da ponte sobre o Rio Correntes em 2006 (SPECTROSCAN, 2007). Há uma boa concordância entre o ponto previsto no modelo local da ligação e a região indicada durante a análise da falha. Os resultados das análises locais sugerem que a propagação estável se iniciaria a partir de uma trinca de canto, com formato aproximadamente elíptico

Figura 6.63 - (a) Isocurvas de dano ao final da vida de iniciação da trinca na região crítica do montante L1-U1 para $\sigma_{\text{clamp}} = 5 \text{ MPa}$; (b) Comparação com o ponto de iniciação da trinca no membro rompido retirado da ponte sobre o Rio Correntes.

7. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1 CONCLUSÕES

A revisão da literatura tem mostrado que embora a fadiga em ligações rebitadas de pontes ferroviárias seja um importante problema de infraestrutura, a modelagem computacional dos mecanismos de falha característicos deste tipo de conexão tem sido pouco explorada no contexto de avaliação de uma estrutura em larga escala. Por outro lado, apesar da quantidade relevante de pesquisas no que respeita à caracterização experimental da resistência à fadiga de ligações rebitadas, ainda não há conhecimento consolidado sobre o comportamento de detalhes estruturais de geometrias complexas sob condições de carregamentos operacionais de baixas magnitudes, onde predomina o regime de fadiga em alto ciclo.

Baseado neste contexto, o presente trabalho concentrou-se na investigação do problema por meio de uma metodologia onde diferentes técnicas de modelagem computacional e de avaliação foram combinadas para simular de forma mais realista os principais fenômenos que ocorrem nos níveis da estrutura e da ligação e como eles influenciam o comportamento a nível local, onde o dano à fadiga se manifesta. A finalidade da metodologia foi testar um conjunto de procedimentos de modelagem e análise com aplicação ao estudo de ligações rebitadas em escala real típicas de pontes ferroviárias. Um estudo de caso baseado em uma ponte real foi desenvolvido e a metodologia mostrou-se viável, com custos computacionais aceitáveis diante da complexidade dos modelos e da quantidade de fenômenos representados.

A seguir, são apresentadas as principais observações e conclusões que corroboram a metodologia desenvolvida nesta pesquisa.

7.1.1 Modelagem e análise do comportamento de ligações rebitadas com múltiplos rebites

O Capítulo 3 apresentou os principais aspectos que influenciam no comportamento estrutural de ligações rebitadas. Inicialmente foi feita uma revisão bibliográfica das tentativas de medir os níveis de pré-esforço que atuam nos rebites e foi constatada elevada dispersão, com a possibilidade tanto de valores muito baixos quanto de valores elevados, que chegam a ser uma fração representativa da tensão de escoamento do material do conector. A incerteza é maior

quando os rebites são curtos, os quais geralmente são submetidos a um nível menor de pré-esforço. As medidas dos coeficientes de fricção encontradas na literatura também mostraram-se dispersas para as condições superficiais tipicamente encontradas em ligações de pontes. No entanto, a média em geral se concentra em torno de 0.33 para o contato entre superfícies típicas de ligações rebitadas.

Diferentes métodos de modelagem do pré-esforço disponíveis no código ABAQUSTM foram testados para aplicação em modelos de elementos finitos onde o rebite é representado explicitamente. O *método do ajuste inicial constante* mostrou-se mais adequado para simulação, pois permite que o pré-esforço varie ao longo da análise, respondendo ao carregamento externo.

Um exemplo de aplicação foi desenvolvido com base em um modelo 3D em elementos finitos para compreender a influência de alguns parâmetros envolvidos na modelagem e no comportamento de ligações com múltiplos rebites. O estudo concentrou-se na avaliação da resposta local, expressa em termos dos fatores de intensidade de tensões extraídos ao longo de uma trinca passante de geometria pré-estabelecida. As principais conclusões deste estudo são descritas a seguir:

- i. A aplicação testou uma alternativa computacionalmente atrativa para investigar precisamente a singularidade no campo de tensões no fronte da trinca. O procedimento consistiu em utilizar uma transição entre elementos finitos lineares com integração reduzida nas regiões mais afastadas e elementos finitos de elevada ordem de integração na região da trinca. Uma redução significativa no custo de processamento foi alcançada comparativamente aos modelos onde somente elementos de ordem superior foram utilizados. A resposta local mostrou-se sensível apenas à densidade da malha, validando o procedimento;
- ii. A resposta local mostrou-se praticamente insensível ao tipo de algoritmo de contato utilizado. A avaliação permitiu concluir que o *método da Penalização* com rigidez padrão calculada automaticamente no código ABAQUSTM é o mais indicado para o estudo de ligações rebitadas carregadas em serviço, dada a maior eficiência computacional comparativamente ao *método de Lagrange*. O escalamento da rigidez de penalização só é recomendado em último caso, quando a resposta local for sensível a este parâmetro, uma vez que o custo de processamento é drasticamente aumentado devido à introdução de *multiplicadores de Lagrange* para evitar problemas de convergência e mal-condicionamento da matriz de rigidez;

- iii. A análise carga×deslizamento foi realizada para compreender os mecanismos de transferência de esforços em ligações rebitadas e as influências do pré-esforço e do coeficiente de fricção com magnitudes tipicamente encontradas em ligações rebitadas. O estudo concluiu que estes dois parâmetros têm influência significativa sobre os campos de tensões e devem ser necessariamente considerados na modelagem local. A influência das interações tangenciais de contato mostrou ser relevante sobre as estimativas dos fatores de intensidade de tensões mesmo quando o fronte da trinca está distante da zona onde as tensões friccionais são transmitidas. Este comportamento mostra a necessidade da modelagem adequada do contato tangencial quando o pré-esforço está presente, e não recomenda práticas simplificadas de modelagem onde o pré-esforço é representado apenas por pressões normais distribuídas no entorno do furo;
- iv. O estudo da distribuição de cargas na ligação concluiu que a relação entre a carga transferida por cada rebite e o carregamento externo se mantém constante mesmo após a ocorrência de deslizamentos internos na ligação. A existência da trinca também não alterou a relação. Como o rebite é o parâmetro que controla a transferência de carga e esta não se altera com o carregamento de fadiga, foi validada a hipótese de rigidez constante para este componente, o que justifica a utilização de práticas simplificadas de modelagem a nível global, onde cada rebite é representado por elementos conectores flexíveis (*discrete fasteners*). Neste caso, a resposta local pode ser obtida por meio de submodelagem, o que aumenta significativamente a eficiência computacional quando uma grande quantidade de rebites está presente;
- v. A análise de distribuição interna de cargas na ligação concluiu que a rigidez do rebite pode ter influência razoável na resposta local para valores que se afastam muito da rigidez elástica de referência. Uma calibração dos valores de rigidez dos elementos conectores, em modelos com múltiplas linhas, é recomendada quando a modelagem explícita do conector não for possível. Dessa forma, desaconselha-se o uso de conectores rígidos para avaliação da fadiga, pois esta prática pode subestimar a resposta local devido ao enrijecimento da ligação.

A utilização de elementos conectores flexíveis para modelagem dos rebites foi testada em um outro exemplo de aplicação, onde foi modelada uma ligação rebitada composta de placas *gusset*, placas de preenchimento e um perfil laminado submetido à tração, uma situação tipicamente encontrada em sistemas de pontes ferroviárias treliçadas. A alternativa de modelagem proposta consistiu na análise inicial de um modelo global com elementos

conectores para determinação da distribuição de cargas na ligação, o qual foi usado em seguida para estabelecer as condições de contorno em um submodelo desenvolvido apenas na região de interesse. A metodologia foi validada dentro de limites aceitáveis de erro, o que justifica o seu uso em modelos complexos, onde os rebites não podem ser modelados explicitamente. A modelagem global com elementos conectores flexíveis é atrativa para redução do custo computacional em modelos globais com grande quantidade de rebites.

7.1.2 Desenvolvimento da metodologia de modelagem para aplicação ao estudo da fadiga em ligações rebitadas de pontes ferroviárias

Um dos objetivos da pesquisa consistiu no desenvolvimento de uma metodologia de modelagem computacionalmente eficiente, que viabilizasse a análise de pontes ferroviárias por meio tanto de modelos globais de baixo custo de processamento quanto de modelos detalhados, onde as ligações rebitadas são incorporadas para avaliação da fadiga sob carregamentos complexos em serviço.

Um dos pontos chaves da metodologia consiste no desenvolvimento de um modelo hierárquico intermediário, onde todos os componentes da ligação rebitada são representados, mas os rebites são simulados de forma simplificada, por meio de elementos conectores flexíveis. Este modelo deve ser utilizado com a finalidade de determinar a distribuição de cargas na ligação e, por este motivo, não exige que as tensões locais sejam computadas rigorosamente, o que permite a utilização de malhas mais grosseiras, com densidades adequadas apenas para determinação das cargas transferidas, que representam parâmetros globais ao nível da ligação. A análise local é realizada por meio de técnicas de submodelagem apenas nas regiões críticas apontadas ao final da análise de distribuição de cargas. A correta simulação da distribuição de cargas na ligação é essencial para garantir que as condições de contorno no modelo local sejam consistentemente determinadas. Apesar de existirem procedimentos similares encontrados na literatura para outros tipos de aplicações (como na indústria aeronáutica, por exemplo), ainda não se tem registro da utilização deste tipo de abordagem para avaliação do problema de fadiga especificamente para o estudo de ligações rebitadas incorporadas à análise estrutural de pontes ferroviárias.

Uma ferramenta numérica foi desenvolvida para possibilitar a troca de informações entre o código ABAQUS™ e um conjunto de sub-rotinas assistentes criadas para gerenciamento da análise e aplicação dos métodos de previsão do comportamento sob fadiga. Abordagens

globais e locais existentes foram adaptadas e implementadas para avaliar a fadiga em detalhes estruturais de pontes ferroviárias. Apesar das abordagens implementadas serem métodos clássicos, a contextualização e adaptação de alguns destes métodos ao estudo de ligações rebitadas de pontes ferroviárias também são aspectos inovadores da metodologia.

As rotinas assistentes para análise local da fadiga foram desenvolvidas para considerar tanto estados uniaxiais quanto multiaxiais de tensões e deformações sob condições de carregamento proporcional. Um importante recurso implementado é a possibilidade de correção da curva de *Basquin* tanto nos métodos SN quanto ϵN , a fim de considerar parâmetros que influenciam o comportamento em vidas longas, a exemplo do acabamento superficial e do "efeito de tamanho". Este mesmo método de correção também pode ser expandido, em desenvolvimentos futuros, para incluir os efeitos da corrosão.

Um algoritmo eficiente para considerar a história correta dos laços de histerese também foi implementado no método ϵN e adaptado para o caso de carregamentos multiaxiais proporcionais, onde a correção elasto-plástica é feita recorrendo-se a uma generalização da regra de *Neuber*, baseada na manutenção das razões biaxiais antes e após o escoamento cíclico. Exemplos simplificados foram desenvolvidos e validaram os critérios de falha implementados e algumas funcionalidades da ferramenta desenvolvida.

7.1.3 Modelagem e análise global da fadiga para o estudo de caso apresentado

No Capítulo 5 apresentou-se o estudo de caso onde a metodologia de análise global foi aplicada. Foram descritos alguns procedimentos de análise para avaliação do comportamento à fadiga de uma ponte ferroviária existente. O estudo foi realizado para avaliar tanto a condição de projeto quanto a condição atual da ponte. Baseado nos resultados da investigação, as seguintes conclusões e recomendações são feitas:

- i. Um modelo em elementos finitos de baixo custo computacional foi desenvolvido e validado a partir de medidas experimentais e mostrou que uma simulação quase-estática é suficiente para determinar satisfatoriamente as tensões nominais nos membros de interesse. O uso de ligações rígidas conduziu a uma estimativa mais realista das deformações determinadas numericamente, o que indica a existência de restrições à rotação tanto no plano quanto fora do plano da treliça. A real contribuição desses efeitos secundários sobre o comportamento à fadiga pôde ser melhor avaliada por meio dos modelos hierárquicos das ligações, que confirmaram a relevância desses efeitos, com

impacto significativo nas previsões de vida à fadiga (essas conclusões são descritas mais detalhadamente adiante);

- ii. A análise do comportamento global à fadiga baseada na modelagem em elementos finitos conseguiu identificar os membros críticos, apontando vidas à fadiga relativamente curtas para os membros verticais L1-U1 e L3-U3. As estimativas de vida à fadiga foram feitas a partir de um modelo simplificado de tráfego, que considerou entre outros aspectos, o histórico anual de toneladas brutas transportadas. Um procedimento racional foi adotado para construção de um modelo de tráfego representativo, baseada em trens padrões formados pelos vagões com maior potencial de dano. Os veículos ferroviários foram classificados após uma análise de sensibilidade detalhada dos veículos que trafegam pela ponte. A previsão de vida à fadiga para o detalhe L1-U1 indicou que o dano em estágio avançado era altamente provável até 2007, o que confirma o fato de trincas de fadiga terem sido reportadas em outras pontes análogas antes das intervenções;
- iii. A avaliação da condição atual da ponte mostrou que as medidas corretivas foram eficientes para aumentar a resistência à fadiga dos membros, afastando-os do regime de vida finita. No entanto, uma vida residual negativa foi estimada para o membro vertical L3-U3. Apesar de não terem sido identificadas trincas de fadiga por meio de inspeção visual até o ano de 2011, este membro necessita ser melhor examinado "*in situ*", o que pode ser feito por meio inspeções não-destrutivas, monitoramento local para determinar mais precisamente as tensões nos pontos mais vulneráveis do detalhe;
- iv. O uso de diferentes curvas SN pode ter um efeito significativo na previsão do dano, especialmente quando há ciclos com gamas de tensões que caem na região entre o CAFL e o VAFL, como acontece quando a ponte é submetida às passagens de trens de carga geral formados por um grande número de vagões longos. Tal influência é realçada devido à forte não-linearidade dessas curvas. O uso dos modelos SN AREMA com região de transição conduz a aumento razoável da vida à fadiga nos detalhes com linhas de influência curtas.
- v. Há uma razoável sensibilidade do dano à fadiga em relação ao tipo de configuração usada no trem de minério de ferro. A realocação de uma locomotiva para uma posição intermediária ao longo do trem conduziu a um aumento de 17% e 23% no dano/passagem estimado no detalhe do montante de extremidade e no detalhe do montante central, respectivamente;

- vi. Devido à existência de múltiplos ciclos com potencial de dano dentro de uma mesma passagem, os trens de carga geral mostraram-se muito mais prejudiciais para os membros com linhas de influência curtas quando comparados aos trens de minério de ferro. Nestes casos, atenção especial deve ser dada aos trens de carga geral em estudos futuros de outras pontes rebitadas da ferrovia, pois há uma tendência para aumento da quantidade de carga geral bruta a ser transportado nas próximas décadas.

7.1.4 Modelagem e avaliação local da fadiga para o estudo de caso apresentado

A modelagem e análise local das ligações identificadas como críticas durante a análise global foi apresentada no Capítulo 6. Inicialmente foram desenvolvidos modelos intermediários, onde as ligações foram incorporadas ao modelo global da ponte. Os resultados dos modelos hierárquicos foram comparados com os do modelo global inicial e concluiu-se que a incorporação das ligações não afetou significativamente as respostas da estrutura obtidas nos pontos instrumentados, posicionados em zonas distantes das ligações. Posteriormente foram desenvolvidos submodelos das linhas de rebites apontadas como críticas durante a análise de distribuição de cargas nas ligações. As cargas iniciais, a exemplo das ações gravitacionais, foram modeladas tanto a nível global quanto local. O pré-esforço nos rebites também foi considerado a nível local. Simulações foram realizadas com os trens considerados relevantes ao estudo da fadiga.

Uma série de análises de sensibilidade foram realizadas com os modelos hierárquicos e submodelos das ligações U1 e U3. Entre os parâmetros avaliados, investigou-se a influência do método de conexão entre os componentes principais localizados no plano da treliça. O estudo concluiu que a utilização de modelos contínuos para as ligações não é recomendado quando se pretende usar estes modelos para impor as condições de contorno em uma posterior submodelagem, uma vez que, de maneira geral, subestima as tensões. A não consideração das interações de contato entre as placas a nível global também tem influência relevante sobre resposta local, devido a erros de interpolação na transição entre os modelos.

Análises com os modelos hierárquicos, baseadas no método das tensões nominais, previram a existência de momentos fletores não desprezíveis tanto no plano longitudinal quanto transversal das treliças da ponte. Sobre este comportamento, as seguintes observações são feitas:

- i. Foi demonstrado que as tensões secundárias de flexão são importantes para as previsões de dano e vida à fadiga das ligações;
- ii. As magnitudes dos esforços secundários são razoavelmente menores que as estimadas no modelo global inicial. No entanto, suas existências contrariam a hipótese de ligações rotuladas, frequentemente utilizada nas avaliações do comportamento à fadiga de membros verticais rebitados característicos de treliças. Mesmo que estas respostas sejam um pouco superestimadas pelos modelos simplificados de nós rígidos, recomenda-se sempre considerá-las durante a avaliação de pontes existentes;
- iii. Os modelos hierárquicos conseguiram determinar a ordem de vulnerabilidade à fadiga dos detalhes, concordando com constatações obtidas "*in situ*". As previsões do modelo global inicial quanto a esta questão parecem estar em conflito com algumas dessas constatações, pois apontaram o montante central L3-U3 como mais sensível comparado ao montante de extremidade L1-U1. Foi demonstrado que a razão para tal comportamento está relacionada à superestimação das tensões secundárias neste membro.

Outro estudo de sensibilidade buscou avaliar a possibilidade da utilização do método de superposição de efeitos para modelar de forma mais eficiente o efeito da carga móvel gerada pelos trens. O estudo concluiu que, devido às variações localizadas das pressões de contato nas imediações dos furos durante a passagem dos trens, este procedimento não pode ser utilizado na ligação mesmo que os deslizamentos internos não sejam aparentes.

A investigação da influência do pré-esforço sobre os campos locais de tensões nos submodelos mostraram que não ocorrem mudanças significativas para pré-esforço com magnitudes de até aproximadamente 30 MPa.

Com relação a aplicação das abordagens locais para investigação da iniciação de trincas nas ligações críticas da ponte, as seguintes observações são feitas:

- i. As tensões nos pontos críticos foram consideradas baixas em ambas as ligações analisadas, mesmo quando um nível reduzido de pré-esforço foi introduzido. No entanto, na ligação do montante de extremidade, as tensões foram suficientemente elevadas para induzir alguma plasticidade, o que não foi verificado para o montante da ligação central;
- ii. A correção elasto-plástica local e o método de geração dos laços de histerese foram aplicados para simular os primeiros eventos de carregamento durante a passagens de

trens de elevadas cargas/eixo. O estudo concluiu que após as primeiras descargas, o comportamento tende a ser linear na ligação mais crítica, o que é característico do regime de fadiga em alto ciclo. Dessa forma, a abordagem SN local foi escolhida para investigar o processo de iniciação de trincas nas ligações. Uma comparação entre os danos calculados no submodelo da ligação U1 demonstrou a equivalência entre diferentes critérios de falha usados nas abordagens ϵN e SN quando as propriedades do aço são estimadas com base nas correlações obtidas a partir das bases de dados disponíveis na literatura;

- iii. Análises de sensibilidade foram realizadas para investigar a influência de alguns parâmetros de penalização da resistência à fadiga, que impedem que as curvas SN do aço sejam aplicadas diretamente para análise da fadiga no ponto crítico da estrutura real. Entre estes parâmetros, o fator de rugosidade superficial mostrou ter forte impacto nas previsões. Outro parâmetro considerado importante, que deve ser melhor estudado, é o "fator de tamanho" relacionado ao efeito do gradiente de tensões;
- iv. A verificação quanto a hipótese de vida infinita foi realizada nos submodelos das ligações U1 e U3 para diferentes critérios de falha. Na ligação U1, a experiência de vida finita foi confirmada tanto para condição de baixo pré-esforço quanto para condição de pré-esforço elevado ($\sigma_{\text{clamp}} = 100 \text{ MPa}$), desde que o coeficiente de acabamento superficial seja determinado para uma gama de rugosidade característica do processo de laminação a quente do perfil (aproximadamente $50 \mu\text{m}$).
- v. Ao contrário das previsões obtidas a partir das análises globais, a aplicação da abordagem local ao estudo da ligação do montante central U3 não identificou nenhum dano e os índices de segurança enquadraram este detalhe no regime de vida infinita, onde a segurança contra iniciação de trincas é garantida. Deve-se ressaltar que, até os dias atuais, não foram detectadas trincas no membro L3-U3 em nenhuma das pontes da mesma família localizadas ao longo da ferrovia. Esta ligação ainda mantém as características do projeto original e não foi substituída;
- vi. Além do critério de *Goodman* baseado em tensões equivalentes, o critério de *Sines* também foi aplicado. Este último mostrou-se mais conservador quando aplicado com parâmetros de resistência estimados com base em correlações empíricas. A análise de sensibilidade do parâmetro que mede a influência das tensões médias no modelo de *Sines* mostrou uma influência significativa nas previsões de dano. Para corroborar os

resultados obtidos é necessário caracterizar experimentalmente o material, o que não foi objetivo desta tese;

- vii. Uma vez que o carregamento induzido pelos trens se aproxima de uma sequência de cargas pulsantes, as tensões médias positivas têm efeito relevante sobre as previsões de dano;
- viii. As previsões da vida de iniciação da trinca sugerem, na maioria dos casos, vidas de iniciação inferiores a 100 anos quando o detalhe é analisado sob condições de pré-esforço reduzido. Tomando como referência à vida total útil do detalhe L1-U1, que na prática foi de aproximadamente 63 anos, os resultados médios sugerem que a vida de iniciação da trinca é dominante em relação à fase de propagação. Esta é uma característica do regime de fadiga em alto ciclo, onde a maior parte da vida útil do detalhe é consumida durante o estágio de nucleação da trinca.
- ix. É importante ressaltar que as previsões de vida à fadiga com base nos métodos locais são muito sensíveis aos parâmetros do modelo, especialmente no regime de vidas longas, devido à elevada não-linearidade da curva de *Basquin* e à forte dependência em relação aos fenômenos de superfícies. Dessa maneira, pequenas variações das propriedades dos materiais ou das tensões e deformações podem ter forte impacto nas previsões.
- x. Embora alguns trabalhos existentes na literatura indiquem a possibilidade de níveis elevados de pré-esforço nos rebites em ligações testadas em laboratório, é provável que os níveis dessa força sejam substancialmente inferiores em estruturas existentes. Isso porque a relaxação do rebite pode ocorrer ao longo dos anos, resultando em perdas da força de aperto. Além disso, também é provável a existência de tensões de suporte do fuste do rebite sobre a borda do furo, resultante de desalinhamentos que podem ocorrer durante a fase de montagem. O fator de concentração de tensões nestes casos deve ser significativamente maior comparado ao furo descarregado;
- xi. Há indicativos de que a fase de propagação da trinca, que conduziu à falha os montantes de extremidade de algumas pontes com o mesmo sistema estrutural, seja relativamente curta em relação à vida útil total, uma vez que as inspeções das pontes na ferrovia, nos anos que antecederam a falha, não detectaram trincas existentes nestes membros. Algumas pesquisas realizadas a nível de laboratório (consultar trabalhos de ADAMSON; KULAK, 1995; DIBATTISTA; KULAK, 1995 e FISHER; YEN; WANG, 1990)

também demonstram que as vidas de propagação em ligações rebitadas são relativamente curtas comparadas à vida necessária para formar uma pequena trinca que emana a partir do furo;

- xii. A existência de vidas de propagação relativamente curtas dificulta a implementação da mecânica da fratura para previsão do número de ciclos até a falha, pois a existência de altas taxas de propagação exige incrementos reduzidos da trinca, o que aumenta substancialmente o custo computacional e pode induzir a erros de integração. Além disso, caso a propagação seja concentrada apenas no submodelo, erros consideráveis podem ocorrer nas condições de contorno quando a trinca atingir grandes comprimentos, devido à mudança de rigidez do modelo local que não é transmitida ao modelo global.

7.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A seguir é apresentada uma breve lista de trabalhos futuros que podem ser desenvolvidos para continuar esta pesquisa:

- i. Recomenda-se avaliar a influência de possíveis desalinhamentos de construção no modelo em elementos finitos e investigar seus efeitos nas tensões locais instaladas nos furos ao final da etapa de simulação das cargas iniciais;
- ii. Devido à variabilidade natural do fenômeno da fadiga, é recomendada uma avaliação probabilística da vida de iniciação da trinca de fadiga, sendo fundamental levantar rigorosamente as estatísticas dos principais parâmetros envolvidos tanto do lado do espectro de carregamento quanto do lado das propriedades resistentes;
- iii. Uma vez que os modelos de fadiga mostram-se muito dependentes das propriedades atribuídas ao material, é muito importante que elas sejam obtidas por via experimental. Dessa forma, recomenda-se uma campanha de ensaios para levantamento de todas as propriedades monotônicas e cíclicas do mesmo tipo de aço usado na configuração original da ponte sobre o Rio Fundão;
- iv. Recomenda-se estudar o perfil de rugosidade nas imediações do furo e na borda do furo para enquadramento dos processos de acabamento superficial usados em ligações rebitadas típicas de pontes e usar estas informações para estabelecer valores mais

realistas dos fatores de penalização da resistência à fadiga para modelagem do regime HCF;

- v. Estudar uma forma para viabilizar a aplicação da Teoria das Distâncias Críticas para analisar o efeito do gradiente de tensões, a fim de melhor avaliar e fornecer valores para o "fator de tamanho";
- vi. Utilizar técnicas de otimização para calibrar a rigidez dos elementos conectores durante a modelagem hierárquica;
- vii. Estudar uma metodologia para investigar a vida de propagação da trinca recorrendo-se a testes experimentais para levantamento das propriedades do aço e a simulações numéricas baseadas no Método dos Elementos Finitos Enriquecidos (X-FEM). Esta metodologia deve ser voltada para modelagem de ligações rebitadas sob o regime de fadiga em alto ciclo, onde as vidas de propagação tendem a ser mais curtas;
- viii. Expandir a ferramenta computacional desenvolvida para considerar outras regras de correção elasto-plástica e outros critérios multiaxiais de falha;
- ix. Aplicar técnicas de condensação baseada em subestruturação para aumentar a eficiência computacional dos modelos em elementos finitos nas diferentes escalas de análise;
- x. Recomenda-se uma campanha experimental para instrumentação local das ligações para fins de calibração dos modelos hierárquicos e dos submodelos;
- xi. Monitorar a ponte sobre o Rio Fundão a longo prazo para melhor caracterização dos espectros de carregamento.

REFERÊNCIAS

- AASHTO. **Manual for Bridge Evaluation**. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 2011.
- ADAMSON, D. E. J.; KULAK, G. L. **Fatigue Tests of Riveted Bridge Girders - Report 210**. Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada, 1995.
- AGHOURY, I. EL. **Numerical tool for fatigue life prediction of corroded steel riveted connections using various damage models**. Ph.D. thesis, Department of Building, Civil and Environmental Engineering, Concordia University, Montréal, Québec, Canada, 2012.
- AISC. **Specification for Structural Steel Buildings**. American Institute of Steel Construction, 2005.
- AKESSON, B. **Fatigue life of riveted railway bridges**. Thesis (PhD). Division of Steel and Timber Structures, Chalmers University of Technology, Publ. S94:6, Göteborg, Sweden, 1994.
- AKESSON, B. **Fatigue Life of Riveted Steel Bridges**. New York: CRC Press, 2010.
- AL-EMRANI, M. **Fatigue life of riveted railway bridges**. Thesis (Ph.D.). Department of structural Engineering Steel and Timber Structures, Chalmers University of Technology, Publ. 02:7, Sweden, 2002.
- AL-EMRANI, M.; KLIGER, R. FE analysis of stringer-to-floor-beam connections in riveted railway bridges. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 59, n. 7, p. 803–818, jul. 2003.
- ALLAN, R.; FISHER, J. W. Bolted joints with oversize or slotted holes. **Journal of the Structural Division**, v. 94, n. ST9, p. 2061–2080, 1968.
- ANDERSON, T. **Fracture mechanics: fundamentals and applications**. 2nd. ed. New York: CRC Press, 1995.
- ANTT. **Acompanhamento das concessões ferroviárias: relatório anual**. Agência Nacional de Transportes Terrestres, Brasília, 2013.
- ANTT. **Evolução do transporte ferroviário**. Agência Nacional de Transportes Terrestres - ANTT, Brasília: 2014.
- AREA. **Manual for railway engineering**. American Railway Engineering Association, Washington, D. C., 1941.
- AREMA. **Manual for railway engineering**. American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, Washington, D. C., 2013.
- ASTM. **ASTM A7-39, Standard specifications for structural steel for buildings and bridges**. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, 1939.

ASTM. **ASTM A36 / A36M-14, Standard Specification for Carbon Structural Steel.** American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, 2014.

ASTM E 1049. Standard Practices for Cycle Counting in Fatigue Analysis 1. **Annual Book of ASTM Standards**, v. 85, n. Reapproved 2005, p. 1–10, 2010.

ASTM E 466-96. Standard practice for conducting force controlled constant amplitude axial fatigue tests of metallic materials. **Test**, v. 03, p. 4–8, 2002.

ASTM E 606. Standard Practice for Strain-Controlled Fatigue Testing. **ASTM**, p. 1–16, 2010.

ATLSS. **Assessment of remaining capacity and life of riveted bridge members.** Draft Project Report to Canadian National Railways. Bethlehem, Pennsylvania: ATLSS, Lehigh University, 1993.

BAKER, K. A.; KULAK, G. L. **Fatigue Strength of two steel details - Report 105.** Edmonton, Alberta, Canada, 1982.

BANNANTINE, J. A.; COMER, J.; HANDROCK, J. **Fundamentals of metal fatigue analysis.** 1. ed. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1990.

BARSON, J. M.; ROLFE, S. T. **Fracture and Fatigue Control in Structures: Applications of Fracture Mechanics.** 3. ed. Philadelphia: ASTM, 1999.

BARSOUM, R. On the use of isoparametric finite elements in linear fracture mechanics. **International Journal for Numerical Methods in Engineering**, v. 10, n. 1, p. 25–37, 1976.

BASQUIN, O. H. The exponential law of endurance tests. **Proceedings of the American Society for Testing and Materials**, v. 10, p. 625–630, 1910.

BASSETTI, A.; LIECHTI, P.; NUSSBAUMER, A. Fatigue resistance and repairs of riveted bridge members. **Fatigue Design and Reliability**, v. 23, p. 207–218, 1999.

BÄUMEL, A.; T. SEEGER, C. B. **Materials data for cyclic loading: Supplement 1.** Universidade da Califórnia: Elsevier, 1990.

BELYTSCHKO, T.; ONG, J.S.J.; LIU, W. K.; KENNEDY J. M. Hourglass control in linear and nonlinear problems. **Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering**, v. 43, n. 3, p. 251–276, 1984.

BERMAN, J. W.; BO-SHIUAN, W.; OLSON, A. W.; ROEDER, C. W.; LEHMAN, D. E. Rapid Assessment of Gusset Plate Safety in Steel Truss Bridges. **Journal of Bridge Engineering**, v. 17, n. April, p. 221–231, 2012.

BHAVNAGRI, V. S. Analysis and testing of an old lattice girder rail bridge. **Australian Civil Engineering Transactions**, v. 37, n. 229-239, 1995.

BISHOP, N. W. M.; SHERRATT, F. **Finite element based fatigue Calculations.** Universidade Cornell: NAFEMS Ltd, 2000.

BITTENCOURT, T. N.; NETO, A. P. C., FERNANDES, J. F., ALMEIDA, L. C.; TRAUTWEIN, L. M.; OLIVEIRA, R.; MELO, L. R. T.; CHOQUEPUMA, M.; MONTTOYA,

R. **Monitoração da Ponte do Rio Suaçuí: relatório preliminar**, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Estruturas e Geotécnica, Laboratório de Estruturas e Materiais, São Paulo, 2010.

BITTENCOURT, T. N.; NETO, A. P. C., TEIXEIRA, R. M.; YANAGIHARA, C. T.; TRAUTWEIN, L. M; OLIVEIRA, R.; MONTOYA, R. **Monitoramento e análise do comportamento estrutural da ponte sobre o Rio Fundão: Relatório preliminar**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Estruturas e Geotécnica, Laboratório de Estruturas e Materiais, São Paulo, 2011.

BITTENCOURT, T. N.; NETO, A. P. C., TEIXEIRA, R. M.; YANAGIHARA, C. T.; TRAUTWEIN, L. M; OLIVEIRA, R.; MONTOYA, R. **Monitoramento e análise do comportamento estrutural da ponte sobre o Rio Fundão: Relatório complementar**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Estruturas e Geotécnica, Laboratório de Estruturas e Materiais, São Paulo, 2012.

BOMBARDIER, Y.; LIAO, M. **A new stress intensity factor solution for cracks at an offset loaded fastener hole**The 51st AIAA/ASME/ASCE/AHS/ASC Structures, Structural Dynamics and Materials Conference. **Anais...**Orlando, Florida: American Institute of Aeronautics and Astronautics, 2010.

BROWN, J.; LUBITZ, D.; CEKOV, Y. C.; FRANK, K. H.; KEATING, P. B. **Evaluation of Influence of Hole Making Upon the Performance of Structural Steel Plates and Connections**. (Report No. FHWA/TX-07/0-4624-1). Austin: Texas Department of Transportation, Center for Transportation Research at The University of Texas at Austin, 2007.

BROWN, M. W.; MILLER, K. J. **A theory for fatigue failure under multiaxial stress-strain conditions**. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, 1973.

BRÜHWILER, E. **Measurements for evaluating the remaining service life of a riveted bridge**. Proc. IABSE Colloquium: Extending the Lifespan of Structures, San Francisco: 1995

BRÜHWILER, E.; KUNZ, P. M. **Remaining fatigue life of a riveted railway bridge**. Proc. IABSE Colloquium: Remaining Structural Capacity. Copenhagen, 1993.

BRÜHWILER, E.; SMITH, I.; HIRT, M. Fatigue and fracture of riveted bridge members. **Journal of Structural Engineering**, v. 116, n. 1, p. 198–214, 1990.

BS 5400. **Steel, concrete and composite bridges: part 10: code of practice for fatigue**. London, U.K.: British Standards Institute, 1980.

BUDYNAS, R. G.; NISBETT, J. K. **Shigley's Mechanical Engineering Design**. Ninth ed. New Jersey: McGraw-Hill, 2006.

BUI, H. D. Associated path independent J-integrals for separating mixed modes. **Journal of the Mechanics and Physics of Solids**, v. 31, n. 6, p. 439–448, jan. 1983.

CASTRO, J. T. P. DE; MEGGIOLARO, M. A. **Fadiga - Técnicas e Práticas de Dimensionamento Estrutural sob Cargas Reais de Serviço: Volume I - Iniciação de Trincas (Portuguese Edition)**. Lexington, USA: CreateSpace Independent Publishing Platform, 2009.

CASTRO, N. DE; LAMY, P. **A reforma e a modernização do setor de transporte ferroviário de cargas**. Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada - IPEA, Brasília, 1994.

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, p. 263–276, 2007.

CHAN, S.; TUBA, I.; WILSON, W. On the finite element method in linear fracture mechanics. **Engineering Fracture Mechanics**, 1970.

CHAN, T. H. T.; YU, Y.; WONG, K. Y.; LI, Z. X. Condition-assessment-based finite element modeling of long-span bridge by mixed dimensional coupling method. 2008.

CHAN, T. H. T.; LI, Z. X.; YU, Y.; SUN, Z. H. Concurrent multi-scale modeling of civil infrastructures for analyses on structural deteriorating—Part II: Model updating and verification. **Finite Elements in Analysis and Design**, v. 45, n. 11, p. 795–805, set. 2009.

CHAN, T. H. T.; GUO, L.; LI, Z. X. Finite element modelling for fatigue stress analysis of large suspension bridges. **Journal of Sound and Vibration**, v. 261, n. 3, p. 443–464, mar. 2003.

CHELLINI, G.; LIPPI, F.; SALVATORE, W. A multidisciplinary approach for fatigue assessment of a steel–concrete high-speed railway bridge on Sesia river. **Structure and Infrastructure Engineering**, n. February 2013, p. 1–24, 2012.

CHEUNG, M.; LI, W. Probabilistic fatigue and fracture analyses of steel bridges. **Structural safety**, v. 23, p. 245–262, 2003.

CHIANG, K. C.; VASARHELYI, D. D. **The coefficients of friction in bolted joints made with various steels and with multiple contact surfaces**. Department of Civil Engineering. University of Washington, Seattle, 1964.

CHOPRA, A. **Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering**. 3. ed. New Jersey: Prentice Hall, 2007.

COFFIN JR., L. A study of the effects of cyclic thermal stresses on a ductile metal. **Trans. ASME**, v. 76, p. 931–950, 1954.

COLQUHOUN, C.; DRAPER, J. **Fatigue analysis of an FEA model of a suspension component, and comparison with experimental data**. NAFEMS Seminar: Fatigue Analysis. Wiesbaden, Germany: NAFEMS, 2000.

CONNOR, R.; FISHER, J. W. Identifying effective and ineffective retrofits for distortion fatigue cracking in steel bridges using field instrumentation. **Journal of Bridge Engineering**, v. 11, n. 6, p. 745–752, 2006.

CONSTRUTORA ROCA. **Ponte sobre o rio Correntes no km 355+506**. Curitiba-PR, 2007.

CORREIA, J.; DE JESUS, A.; SILVA, A. L. L.; SILVA, J. F. N. **A procedure to derive probabilistic fatigue strength data for riveted joints**. 5th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, IABMAS 2010. Philadelphia, Pennsylvania, USA, 2010.

COURTIN, S.; GARDIN, C.; BÉZINE, G., BEN HADJ, H. Advantages of the J-integral approach for calculating stress intensity factors when using the commercial finite element software ABAQUS. **Engineering Fracture Mechanics**, v. 72, n. 14, p. 2174–2185, set. 2005.

DASSAULT SYSTÈMES. **Abaqus 6.12 Analysis User's Manual** Providence, RI, USA, 2012.

DE JESUS, A. M. P.; PINTO, H.; FERNÁNDEZ-CANTELI, A.; CASTILLO, H., CORREIA, J. A. F. Fatigue assessment of a riveted shear splice based on a probabilistic model. **International Journal of Fatigue**, v. 32, n. 2, p. 453–462, fev. 2010.

DE JESUS, A. M. P.; DA SILVA, A. L. L.; CORREIA, J. A. F. O. Fatigue of riveted and bolted joints made of puddle iron—A numerical approach. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 102, p. 164–177, nov. 2014.

DER-ES. **Plano estratégico de logística e de transportes do Espírito Santo. Volume 4 - Componente Ferroviário**. Departamento de Estradas de Rodagem do Espírito Santo, Vitória, 2009.

DIBATTISTA, J. D.; ADAMSON, D. E. J.; KULAK, G. L. Evaluation of remaining fatigue life for riveted truss bridges. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 25, n. 4, p. 678–691, 1998.

DIBATTISTA, J. D.; KULAK, G. L. **Fatigue of Riveted Tension Members - Report 211**. Edmonton, Alberta, Canada, 1995.

DOUWEN, V.; BACK, J.; BOUWMAN, L. **Connections with High Strength Bolts**. Report 6-59-9-VB-3, Stevin Laboratory, Department of Civil Engineering, Delft University of Technology, Delft, the Netherlands, 1959.

DRAPER, J. **Modern metal fatigue analysis**. United Kingdom: EMAS, 2008.

DUSEL, J.; STOKER, J.; NORDLIN, E. **The Effects of Coatings Applied to Contact Surfaces of High Strength Bolted Joints on Slip Behavior and Strength of Joints**. Final Report No. FHWA-CA-TL-6610-77-34, California Department of Transportation, Sacramento, 1977.

EKVALL, J. **Fatigue of riveted metallic joints**. Fatigue in Mechanically Fastened Composite and Metallic Joints, ASTM STP 927, 1986.

EN1991-2. **Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges**. CEN, 2003.

EN1993-1-9. **Eurocode 3: Design of Steel Structures— Part 1–9: Fatigue**. CEN, 2005.

ERRI D214/RP9. **Rail Bridges for Speeds > 200 km/h; Final report**. European Rail Research Institute (ERRI), Utrecht, 2001.

FATEMI, A.; SOCIE, D. A critical plane approach to multiaxial damage including out-of-phase loading. **Fatigue and Fracture of Engineering Material and Structures**, v. 11, p. 149–166, 1988.

FISHER, J. W. **Fatigue and fracture in steel bridges: case studies**. 1 edition ed. Hoboken, NJ, USA: Wiley-Interscience, 1984.

FISHER, J. W.; YEN, B.; WANG, D.; MANN, J. **NCHRP R302: fatigue and fracture evaluation for rating riveted bridges**. Washington: Transportation Research Board, 1987a.

FISHER, J. W.; YEN, B.; WANG, D.; MANN, J. **Fatigue and fracture evaluation for rating riveted bridges**. NCHRP Final Report, Lehigh University, Fritz Laboratory Reports. Paper 528, 1987.

FISHER, J. W.; KULAK, G. L.; SMITH, I. **A fatigue primer for structural engineers**. National Steel Bridge Alliance, 1998.

FISHER, J. W.; RAMSEIER, P.; BEEDLE, L. S. Strength of A440 Steel Joints Fastened with A325 Bolts. **Publications IABSE**, v. 23, p. 135–158, 1963.

FISHER, J. W.; YEN, B.; WANG, D. Fatigue strength of riveted bridge members. **Journal of structural Engineering**, v. 116, n. 11, p. 2968–2981, 1990.

FLACELIERE, L.; MOREL, F. Probabilistic approach in high-cycle multiaxial fatigue: volume and surface effects. **Fracture of Engineering Materials and Structures**, v. 27, p. 1123–1135, 2004.

FLEMMING, L.; HASSELBERG, P.; GILLESÉN, C. **Integration of CAD, FEM and optimization in practice**. Master's thesis, Chalmers University of Technology, Göteborg, 2000.

FOREMAN, R.; RUMPF, J. Static tension tests of compact bolted joints. **Transactions ASCE**, v. 126, n. 2, p. 228–254, 1961.

FRANK, K.; YURA, J. **An experimental study of bolted shear connections**. Report No. FHWA/RD-81/148, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, 1981.

FU, P.; JOHNSON, S.; SETTGAST, R.; CARRIGAN, C. Generalized displacement correlation method for estimating stress intensity factors. **Engineering Fracture Mechanics**, v. 88, p. 90–107, jul. 2012.

GALLAND, F. **An adaptive model reduction approach for 3D fatigue crack growth in small scale yielding conditions**. L'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2011.

GARG, V. K.; CHU, K. H.; WIRIYACHAI, A. Fatigue life of critical members in a railway truss bridge. **Earthquake Engineering & Structural Dynamics**, v. 10, p. 779–795, 1982.

GE, H. B.; KANG, L.; TSUMURA, Y. Extremely low-cycle fatigue tests of thick-walled steel bridge piers. **ASCE Journal of Bridge Engineering**, v. 18, n. 9, p. 858–870, 2013.

GHAFOORI, E.; PRINZ, G.; MAYOR, E.; NUSSBAUMER, A.; MOTAVALLI, M.; HERWIG, A.; FONTANA, M. Finite Element Analysis for Fatigue Damage Reduction in Metallic Riveted Bridges Using Pre-Stressed CFRP Plates. **Polymers**, v. 6, n. 4, p. 1096–1118, 11 abr. 2014.

GORASH, Y.; MACKENZIE, D. **Safe structural design for fatigue and creep using cyclic yield strength**. ECCC - Creep and Fracture Conference 2014. Rome, 2014.

GRONDIN, G. Y.; JIN, M.; JOSI, G. **Slip Critical Bolted Connections – A Reliability Analysis for Design at the Ultimate Limit State - Report 274**. Department of Civil & Environmental Engineering, University of Alberta. Edmonton, Alberta, Canada, 2007.

GRONDIN, G. Y.; KULAK, G. L. **Fatigue of Bearing-Type Shear Splice -Report 227**. Edmonton, Alberta, Canada, 1999.

GUNBRING, F. **Prediction and Modelling of Fastener Flexibility Using FE**. Linköping University, 2008.

GUSTAFSON, K. Evaluation of existing structures. **Modern Steel Construction**, February, 2007.

HANSEN, M. A. **Influence of Undeveloped Fillers on Shear Strength of Bolted**. University of Texas, Austin, 1980.

HAO, S. I-35W Bridge Collapse. **Journal of Bridge Engineering**, v. 15, n. 5, p. 608–614, set. 2010.

HE, X. H.; WU, H. T. Fatigue Life Evaluation of Existing Railway Riveted Steel Bridges. **Advanced Materials Research**, v. 243-249, p. 387–395, maio 2011.

HEINEMEYER, C.; FELDMANN, M. The influence of rivet corrosion on the durability of riveted connections. **Steel Construction**, v. 4, n. 3, p. 188–192, 8 ago. 2011.

HELMERICH, R.; BRANDES, K.; HERTER, J. **Full scale laboratory fatigue tests on riveted railway bridges, evaluation of existing steel and composite bridges**. IABSE Workshop. Lausanne: 1997

HELMERICH, R.; KÜHN, B.; NUSSBAUMER, A. Assessment of existing steel structures. A guideline for estimation of the remaining fatigue life. **Structure and Infrastructure Engineering**, v. 3, n. 3, p. 245–255, set. 2007.

HERTZBERG, R. W.; VINCI, R. P.; HERTZBERG, J. L. **Deformation and fracture mechanics of engineering materials**. 5th. ed. New York: Wiley, 2012.

HILBER, H. M.; HUGHES, T. J. R.; TAYLOR, R. L. Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics. **Earthquake Engineering & Structural Dynamics**, v. 5, p. 283–292, 1977.

HOFFMANN, M.; SEEGER, T. A Generalized Method for Estimating Multiaxial Elastic-Plastic Notch Stresses and Strains, Part 2: Application and General Discussion. **Journal of Engineering Materials and Technology**, v. 107, n. 4, p. 255, 1985.

HOJARCZYK, S.; KASINSKI, J.; NAWROT, T. **Load Slip Characteristics of High Strength Bolted Structural Joints Protected from Corrosion by Various Sprayed Coatings** Jubilee Symposium on High Strength Bolts. *Anais...* London, U.K.: the Institution of Structural Engineers, 1959

HUTH, H. **Influence of Fastener Flexibility on the Prediction of Load Transfer and Fatigue Life for Multiple-Row Joints** (J. M. Potter, Ed.). Fatigue in Mechanically Fastened Composite and Metallic Joints, ASTM STP 927. Philadelphia: American Society for Testing and Materials, 1986.

IMAM, B. M.; RIGHINIOTIS, T. D. Fatigue evaluation of riveted railway bridges through global and local analysis. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 66, n. 11, p. 1411–1421, nov. 2010.

IMAM, B. M.; RIGHINIOTIS, T. D.; CHRYSSANTHOPOULOS, M. K. Numerical modelling of riveted railway bridge connections for fatigue evaluation. **Engineering Structures**, v. 29, n. 11, p. 3071–3081, nov. 2007.

INCE, A.; GLINKA, G. A numerical method for elasto-plastic notch-root stress-strain analysis. **The Journal of Strain Analysis for Engineering Design**, v. 48, n. 4, p. 229–244, 2013.

IRWIN, G. Analysis of stresses and strains near the end of a crack traversing a plate. **Journal of Applied Mechanics**, v. 24, p. 361–364, 1957.

ISHIKAWA, H. A finite element analysis of stress intensity factors for combined tensile and shear loading by only a virtual crack extension. **International Journal of Fracture**, v. 16, p. 243–246, 1980.

JESUS, A.; SILVA, A. L.; SILVA, J. F.; MAEIRO, J.; SILVA, P. L. **Caracterização à fadiga do material da ponte metálica rodoviária de Fão**. 1º Congresso de Segurança e Conservação de Pontes. Lisboa, Portugal: ASCP, 2009.

JIANHUI, L.; SHENGNAN, W.; WUYIN, J.; WEN, G. A Modified Method for Calculating Notch-Root Stresses and Strains under Multiaxial Loading. **Advances in Mechanical Engineering**, p. 1–7, 2014.

JOSI, G.; GRONDIN, G.; KULAK, G. L. Fatigue of joints with staggered holes. **Journal of Bridge Engineering**, v. 9, n. 6, p. 614–622, 2004.

JUVINALL, R. C. **Stress, strain and strength**. New York: McGraw-Hill, 1967.

KALIYAPERUMAL, G.; IMAM, B. M.; RIGHINIOTIS, T. D. Advanced dynamic finite element analysis of a skew steel railway bridge. **Engineering Structures**, v. 33, n. 1, p. 181–190, jan. 2011.

KELLER, A.; BRÜHWILER, E.; HIRT, M. A. **Assessment of a 135 year old riveted railway bridge**. Proc. IABSE Colloquium: Extending the Lifespan of Structures. San Francisco: 1995

KENNEDY, D. J. L.; SANDERSON, R. A. **Fatigue Behavior of High Strength Bolted Galvanized Joints**. Department of Civil Engineering, University of Toronto: 1968.

KISS, K.; DUNAI, L. Stress history generation for truss bridges using multi-level models. **Computers & Structures**, v. 78, n. 1-3, p. 329–339, nov. 2000.

KISS, K.; DUNAI, L. Fracture mechanics based fatigue analysis of steel bridge decks by two-level cracked models. **Computers & Structures**, v. 80, p. 2321–2331, 2002.

KNIGHT, N. F.; RANSOM, J. B. Global/local methods research using a common structural analysis framework. **Finite Elements in Analysis and Design**, v. 9, p. 91–112, 1991.

KOROLIJA, A. **FE-modeling of bolted joints in structures**. Linköping University, 2012.

KRUEGER, R. **ICASE Report No 2002-10: the virtual crack closure technique: history, approach and applications**. Hampton: ICASE/ NSA Langley Research Center, 2002.

KUGUEL, R. A relation between theoretical stress concentration factor and fatigue notch factor deduced from the concept of highly stressed volume. **Proceedings of the American Society for Testing and Materials**, v. 61, p. 732–748, 1962.

KULAK, G. L.; FISHER, J. W. Behavior of Slip-Resistant Bolted Joints. **IABSE Surveys S-32/85, IABSE Periodica**, v. 9, n. S-32, p. 21, 1985.

KULAK, G. L.; FISHER, J. W.; STRUIK, J. **Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints**. Chicago: American Institute of Steel Construction, Inc., 2001.

KUPERUS, A. **The Ratio Between the Slip Factor of Fe52 and Fe37, C.E.A.C.M. X-6-27**. Report 6-66-2 VB-13, Stevin Laboratory, Department of Civil Engineering, Delft University of Technology, Delft, the Netherlands, 1966.

KWON, K.; FRANGOPOL, D. M. Bridge fatigue assessment and management using reliability-based crack growth and probability of detection models. **Probabilistic Engineering Mechanics**, v. 26, n. 3, p. 471–480, jul. 2011.

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.

LARSSON, T. **Fatigue assessment of riveted bridges**. Luleå University of Technology, 2009.

LAUB, W.; PHILLIPS, J. **The effect of fastener material and fastener tension on the allowable bearing stresses of structural joints**. Fritz Engineering Laboratory Report No. 243.2, Lehigh University, Bethlehem, PA, USA, 1954.

LEANDER, J.; ANDERSSON, A.; KAROUMI, R. Monitoring and enhanced fatigue evaluation of a steel railway bridge. **Engineering Structures**, v. 32, n. 3, p. 854–863, mar. 2010.

LEITE, R. C. G.; JORGE, R.; DE JESUS, A. **A methodology for reticular structures modeling applied to the fatigue analyses of riveted bridges**. Iberian Conference on Fracture and Structural Integrity. Porto, Portugal: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2010.

LI, Z. X.; ZHOU, T.; CHAN, T.; YU, Y. Multi-scale numerical analysis on dynamic response and local damage in long-span bridges. **Engineering Structures**, v. 29, n. 7, p. 1507–1524, jul. 2007.

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**, v. 45, n. 11, p. 782–794, set. 2009.

LIAO, M.; OKAZAKI, T. **A Computational Study of the I-35W Bridge Collapse**. Minneapolis: University of Minnesota, 2009.

LILJENCRAANTZ, A.; KAROUMI, R.; OLOFSSON, P. Implementing bridge weigh-in-motion for railway traffic. **Computers & Structures**, v. 85, n. 1-2, p. 80–88, jan. 2007.

LIN, X. B. **Numerical simulation of fatigue crack growth**. [s.l.] Ph.D. Thesis, The University of Sheffield, UK, 1994.

LIN, X. B.; SMITH, R. Fatigue growth simulation for cracks in notched and unnotched round bars. **International journal of mechanical sciences**, v. 40, n. 5, p. 405–419, 1998.

LIU, L.; MAO, Y.; WEI, R. **An analytical tool to predict load distribution of multi-bolt single-lap thick laminate joints** 18th International Conference on Composite Materials. **Anais...** Jeju, Island: The Korean Society of Composite Materials, 2011.

MADDOX, S. J. **Fatigue strength of welded structures**. 2nd. ed. Cambridge, UK: Abington Publishing, 1991.

MANG, F.; BUCAK, O. **Experimental and theoretical investigations of existing railway bridges**. IABSE Workshop. Lausanne: 1990.

MANG, F.; BUCAK, O. **Application of the SN line concept for the assessment of the remaining fatigue life of old bridge structures** 2nd International Conference on Bridge Management. **Anais...** London: Thomas Telford, 1993.

MANSON, S. **Behavior of materials under conditions of thermal stress**. Heat Transfer Symposium. University of Michigan Engineering Research Institute, 1953.

MARQUES, F. M. DE S. **Avaliação do comportamento estrutural e análise de fadiga em pontes metálicas ferroviárias**. Dissertação de mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2006.

MARTINSSON, J. **Fatigue assessment of complex welded steel structures**. Royal Institute of Technology, Stockholm, 2005.

MASING, G. **Self-stretching and hardening for brass**. 2nd International Congress on Applied Mechanics. Zurich, Switzerland, 1926.

MATSUISHI, M.; ENDO, T. Fatigue of metals subject to varying stress. **Japan Society of Mechanical Engineers**, 1968.

MCCUNE, R. W.; ARMSTRONG, C. G.; ROBINSON, D. J. Mixed Dimensional Coupling in Finite Element Models. **International Journal for Numerical Methods in Engineering**, v. 49, p. 725–750, 2000.

MEGGIOLARO, M. A.; CASTRO, J. T. P. Statistical evaluation of strain-life fatigue crack initiation predictions. **International Journal of Fatigue**, v. 26, p. 463–476, 2004.

MEGGIOLARO, M. A.; DE CASTRO, J. T. P.; DE OLIVEIRA MIRANDA, A. C. Evaluation of multiaxial stress-strain models and fatigue life prediction methods under proportional loading. **Mechanics of Solids in Brazil**, p. 365–384, 2009.

MESMACQUE, G.; GARCIA, S.; AMROUCHE, A.; RUBIO-GONZALEZ, C. Sequential law in multiaxial fatigue, a new damage indicator. **International Journal of Fatigue**, v. 27, n. 4, p. 461–467, 2005.

MINER, M. A. Cumulative damage in fatigue. **Journal of Applied Mechanics**, v. 12, n. 3, p. 159–164, 1945.

MISCHKE, C. R. Prediction of Stochastic Endurance Strength. **Journal of Vibration, Acoustics, Stress, and Reliability in Design**, v. 109, 1987.

MOFTAKHAR, A.; BUCZYNSKI, A.; GLINKA, G. Calculation of elasto-plastic strains and stresses in notches under multiaxial loading. **International journal of fracture**, v. 70, p. 357–373, 1995.

MORROW, J. **Fatigue design handbook**. Warrendale, Pa.: Advances in Engineering, Society of Automotive Engineers, 1968. v. 4.

MURAKAMI, Y. **Stress intensity factors handbook**. Oxford: Pergamon Press, 1987.

NATIONAL INSTRUMENTS. **LabVIEW Analysis Concepts**. Austin, USA: National Instruments Corporate Headquarters, 2004.

NELSON, D. V; FUCHS, H. O. **Predictions of Cumulative Fatigue Damage Using Condensed Load Histories** **Fatigue Under Complex Loading: Analysis and Experiments**, 1977.

NESTER, E. **Influence of Variation of the Contact Area Upon the Slip Resistance of a Bolted Joint** **Fritz Laboratory Report**. Report No. 318.1, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania: 1966.

NEUBER, H. **Translation Theory of Notches Stresses**. Washington, DC: U. S. Office of Technical Services, 1961a.

NEUBER, H. Theory of stress concentration for shear-strained prismatical bodies with arbitrary nonlinear stress-strain laws. **Trans. ASME, Journal of Applied Mechanics**, v. 28, p. 544, 1961b.

NTSB. **Structural and Local Failure Study of Gusset Plate in Minneapolis Bridge Collapse (final report NTSBC070010)**. Washington, 2008.

ODEN, J. T.; MARTINS, J. A. C. Models and computational methods for dynamic friction phenomena. **Computational Methods for Applied Mechanics and Engineering**, v. 52, p. 527–634, 1985.

OEHME, P. Schäden an Stahltragwerken: eine Analyse (Damage Analysis of Steel Structures). **IABSE proceedings**, v. 13, 1989.

OUT, J.; FISHER, J. W.; YEN, B. Fatigue strength of weathered and deteriorated riveted members. **Transportation Research Record 950**, v. 2, p. 10–20, 1984.

OWEN, D.; FAWKES, A. **Engineering fracture mechanics: numerical methods and applications**. Swansea: Pineridge Press Ltd., 1983.

PALMBERG, B. **A Stress Intensity Factor Equation for Cracks at an Open Hole in a Sheet of Finite Dimensions Subjected to a Uniform, Uniaxial Stress**. Swedish Defence Research Agency, Stockholm, Sweden, 2001.

PAPADOPOULOS, I. V.; PANOSKALTSIS, V. P. **Gradient-Dependent Multiaxial High-Cycle Fatigue Criterion**. Multiaxial Fatigue and Design, ESIS 21 (Edited by A. Pineau, G. Cailletaud, and T. C. Lindley). London: Mechanical Engineering Publications, 1996.

PARIS, P. E. F. A critical analysis of crack propagation laws. **Journal of basic engineering**, v. 85, p. 528–534, 1963.

PARK, H.-S.; DANG, X.-P. Structural optimization based on CAD–CAE integration and metamodeling techniques. **Computer-Aided Design**, v. 42, n. 10, p. 889–902, 2010.

PAROLA, J.; CHESSON, E.; MUNSE, W. **Effect of bearing pressure on fatigue strength of riveted connections (Bulletin 481)**. Illinois, 1965.

PETERSON, R. E. **Stress Concentration Factors**. New York: John Wiley and Sons, 1974.

PHILBRICK JR., T. W.; ZODO, G. W.; SCHIFF, S. D. Fatigue Assessment of Through Plate Girder Railway Bridges. **Journal of Structural Engineering**, v. 121, n. 11, p. 1613–1619, 1995.

PIPINATO, A.; MODENA, C. Structural Analysis and Fatigue Reliability Assessment of the Paderno Bridge. **Practice Periodical on Structural Design and Construction**, v. 15, n. 2, p. 109–124, maio 2010.

PIPINATO, A.; PELLEGRINO, C.; MODENA, C. Fatigue Damage Estimation in Existing Railway Steel Bridges by Detailed Loading History Analysis. **ISRN Civil Engineering**, v. 2012, p. 1–13, 2012.

PRYNNE, P. Fundamentals of Use of High Tensile Bolts in Structural Connections. **Civil Engineering**, v. 60, n. 704,705, p. 375 – 383, 542 – 545, 1965.

RABEMANANTSO, H.; HIRT, M. A. **Comportement a la Fatigue de Profiles Lamines avec Semelles de Renfort Revetees**. ICOM Report 133, Swiss Federal Institute of Technology, Lusanne, Switzerland, 1984.

RAILTRACK. RT/CE/C/025. **Railtrack line code of practice: the structural assessment of underbridges**. London, U.K.: Railtrack, 2001.

RAMBERG, W.; OSGOOD, W. **Description of stress-strain curves by three parameters**. National Advisory Committee on Aeronautics, Technical Note, 1943.

RANTALAINEN, T. **Simulation of structural stress history based on dynamic analysis**. Lappeenranta University of Technology, 2012.

RANTALAINEN, T.; MIKKOLA, A.; BJÖRK, T. Sub-modeling approach for obtaining structural stress histories during dynamic analysis. **Mechanical Sciences**, v. 4, p. 21–31, 2013.

REED-HILL, R. E.; ABBASCHIAN, R. **Physical Metallurgy Principles**. Boston, Massachusetts, USA: Pws Pub Co, 1991.

REEMSNYDER, H. Fatigue life extension of riveted connections. **ASCE Journal of the Structural Division**, n. 101, p. 2591–2608, 1975.

REINHARDT, W.; MOFTAKHAR, A.; GLINKA, G. An Efficient Method for Calculating Multiaxial Elasto-Plastic Notch Tip Strains and Stresses under Proportional Loading. **Fatigue and Fracture Mechanics: 27th Volume, ASTM STP 1296**, n. R. S. Piascik, J. C. Newman, N. E. Dowling, Eds, American Society for Testing and Materials, p. 613–629, 1997.

RIBEIRO, D. R. F. **Comportamento Dinâmico de Pontes sob Acção de Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade**. Dissertação de mestrados, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2004.

RICE, J. A path independent integral and the approximate analysis of strain concentration by notches and cracks. **Journal of Applied Mechanics**, v. 35, p. 379–386, 1967.

RICE, R. C. **Fatigue design handbook**. 3rd. ed. Warrendale, Pa.: Advances in Engineering, Society of Automotive Engineers, 1997.

RIGHINIOTIS, T. D.; IMAM B.; BELL, B.; CHRYSSANTHOPOULOS, M. Analytical fatigue assessment of riveted rail bridges. **Proceedings of the ICE - Bridge Engineering**, v. 159, n. 3, p. 105–116, 2006.

RYCHLIK, I. **A new definition of the rainflow cycle counting method** **International Journal of Fatigue**, 1987.

SAKANO, M.; WAHAB, M. A. **Extremely low cycle (ELC) fatigue cracking behaviour in steel bridge rigid frame piers**. Journal of Materials Processing Technology. 2001.

SCHIJVE, J. **Fatigue of structures and materials**. The Netherlands: Springer Science, 2009.

SEHITOGLU, H. **Fatigue of low carbon steels as influenced by repeated strain aging**. College of Engineering, University of Illinois, Urbana, Illinois, 1981.

SEHITOGLU, H. Fatigue life prediction of notched members based on local strain and elastic-plastic fracture mechanics concepts. **Engineering Fracture Mechanics**, v. 18, n. 3, p. 609–621, 1983.

SENDECKYJ, G. P. Constant life diagrams - a historical review. **International Journal of Fatigue**, v. 23, p. 347–353, 2001.

SHIGLEY, J. E.; MISCHKE, C. R. **Mechanical Engineering Design**. New York: McGraw-Hill, 2001.

SHIGLEY, JOSEPH, E.; MISCHKE, CHARLES, R.; BUDYNAS, RICHARD, G. **Mechanical Engineering Design**. New York: McGraw-Hill, 2006.

SHIM, K.; MONAGHAN, D.; ARMSTRONG, C. Mixed dimensional coupling in finite element stress analysis. **Engineering with Computers**, v. 18, n. 3, p. 241–252, 2002.

SILVA, J. DA. **Comparação Entre o Comportamento à Fadiga de Ligações Rebitadas e Aparafusadas**. Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, 2009.

SINES, G. Behavior of metals under complex static and alternating stresses. **Metal Fatigue**, p. 145–169, 1959.

SKORUPA, A.; SKORUPA, M.; MACHNIEWICZ, T.; KORBEL, A. Fatigue crack location and fatigue life for riveted lap joints in aircraft fuselage. **International Journal of Fatigue**, v. 58, p. 209–217, jan. 2014.

SKORUPA, M.; MACHNIEWICZ, T. Significance of rivet flexibility for load transfer in lap joints. **Mechanics and Control**, v. 29, n. 2, p. 63–69, 2010.

SLOCUM, A. H. **Precision Machine Design**. Deaborn, Michigan: Society of Manufacturing Engineers, 1992.

SMITH, K. N.; WATSON, P.; TOPPER, T. H. A stress-strain function for the fatigue of metals. **Journal of Materials**, v. 5, n. 4, p. 767–778, 1970a.

SMITH, R.; WATSON, P.; TOPPER, T. A Stress-Strain Parameter for the Fatigue of Metals. **Journal of Materials**, v. 5, n. 4, p. 767–778, 1970b.

SOCIE, D. Critical plane approaches for multiaxial fatigue damage assessment. **ASTM special technical publication**, p. 7–36, 1993.

SOCIE, D. F.; MARQUIS, G. B. Multiaxial Fatigue. **SAE International**, 1999.

SPECTROSCAN. **Relatório de inspeção N° 7519**. Porto Amazonas-PR, 2007.

STANKEVICIUS, J.; JOSI, G.; GRONDIN, G.; KULAK, G. **Measurement of Slip Coefficient for Grade ASTM A588 Steel Plates in Slip-Critical Joints - Report 268**. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, 2007.

STEPHENS, R. I.; FATEMI, A.; STEPHENS, R. R.; FUCHS, H. **Metal fatigue in engineering**. 2nd. ed. New York: John Wiley and Sons, 2001.

STERLING, G.; FISHER, J. W. A440 steel joints connected by A490 bolts. **Journal of the Structural Division, ASCE**, v. 92, n. ST3, 1965.

SUSMEL, L.; TAYLOR, D. The Theory of Critical Distances to estimate lifetime of notched components subjected to variable amplitude uniaxial fatigue loading. **International Journal of Fatigue**, v. 33, n. 7, p. 900–911, 2011.

SZELISKI, Z. L.; ELKHOLY, I. A. Fatigue investigation of a railway truss bridge. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 11, p. 625–631, 1984.

TANLAK, N.; SONMEZ, F.; TALAY, E. Detailed and simplified models of bolted joints under impact loading. **The Journal of Strain Analysis for Engineering Design**, v. 46, n. 3, p. 213–225, 1 abr. 2011.

TARAS, A.; GREINER, R. Versuche an genieteten Brückenlängsträgern – Statisches Verhalten, Ermüdungsfestigkeit und Rissausbreitung. **Stahlbau**, v. 77, n. 7, p. 507–514, jul. 2008.

TARAS, A.; GREINER, R. **Development and Application of a Fatigue Class Catalogue for Riveted Bridge Components**. Institute for Steel Structures and Shell Structures, Graz University of Technology, Graz, Austria. (Report ECCS TC6 – 2009-xxx): [s.n.].

TARAS, A.; GREINER, R. Development and Application of a Fatigue Class Catalogue for Riveted Bridge Components. **Structural Engineering International**, v. 20, n. 1, p. 91–103, 1 fev. 2010.

TAYLOR, D. **The Theory of Critical Distances A New Perspective in Fracture Mechanics**. London: Elsevier, 2007.

UIC. **Recommendations for determining the carrying capacity of existing metal structures**. International Union of Railways, 1986.

UNSWORTH, J. Heavy Axle Load Effects on Fatigue Life of Steel Bridges. **Transportation Research Record**, v. 1825, n. 1, p. 38–47, 1 jan. 2003.

VASARHELYI, D.; CHIANG, K. Coefficient of friction in joints of various steels. **Journal of the Structural Division, ASCE**, v. 93, n. ST4, p. 227–243, 1967.

WAGNER, W.; GRUTTMANN, F. **Modeling of Shell-Beam Transitions in the Presence of Finite Rotations**. Karlsruhe, 2000.

WANG, C. S.; XU, Y.; CHEN, A. R.; CHEN, W. Z. System Fatigue Damage Reliability Assessment of Railway Riveted Bridges. **Key Engineering Materials**, v. 347, p. 173–178, 2007.

WESTERGAARD, H. Bearing pressure and cracks. **Journal of Applied Mechanics**, v. 6, p. 49–53, 1939.

WILLIAMS, M. On the stress distribution at the base of a stationary crack. **Journal of Applied Mechanics**, v. 24, p. 109–114, 1957.

WILSON, W.; OLIVER, W. **Tension tests of rivets (Bulletin 210)**. Illinois, Urbana, 1930.

WRIGGERS, P. **Computational contact mechanics**. Second ed. New York: Springer, 2006.

XIONG, Y. An analytical method for failure prediction of multi-fastener composite joints. **International Journal of Solids and Structures**, v. 33, n. 29, p. 4395–4409, dez. 1996.

YEN, B. T.; HODGSON, I.; ZHOU, Y. E.; CRUDELE, B. B. Bilinear S-N Curves and Equivalent Stress Ranges for Fatigue Life Estimation. **Journal of Bridge Engineering**, v. 18, n. 1, p. 26–30, 2013.

YU, D. Study on mechanical properties of bolted joints based on experiment and three-dimensional finite element. **Journal of Mechanical Strength**, v. 33, p. 855–861, 2011.

YU, D. A Numerical Analysis of Riveted Lap Joint Containing Multiple-site Damage. **Applied Mathematics & Information Sciences**, v. 7, n. 2L, p. 699–704, 1 jun. 2013.

YU, Y.; CHAN, T.; SUN, Z.; LI, Z. Mixed-Dimensional Consistent Coupling by Multi-Point Constraint Equations for Efficient Multi-Scale Modeling. **Advances in Structural Engineering**, v. 15, n. 5, p. 837–854, 1 maio 2012.

YURA, J.; CAYES, L.; FRANK, K. Bolted Friction Connections with Weathering Steel. **Journal of the Structural Division, ASCE**, v. 107, n. ST11, p. 2071–2087, 1981.

ZAINUDIN, A. **Riveted joints–full-scale Tests**. Department of structural Engineering Steel and Timber Structures, Chalmers University of Technology, Int.skr. S97:7, Göteborg, Sweden, 1997.

ZHOU, Y.; YEN, B.; FISHER, J.; SWEENEY, R. **Examination of fatigue strength (Sr-N) curves for riveted bridge members**. 12th International Bridge Conference. Pittsburg: Engineers Society of Western Pennsylvania, 1995.