



**Universidade do Estado do Rio de Janeiro**

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Vencislau Manuel Quissanga

**Análise estrutural dinâmica e verificação de projeto à fadiga  
de pontes rodoviárias em aço e mistas (aço-concreto)**

Rio de Janeiro

2022

Vencislau Manuel Quissanga

**Análise estrutural dinâmica e verificação de projeto à fadiga de  
pontes rodoviárias em aço e mistas (aço-concreto)**



Tese apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Doutor, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Orientadores: Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva  
Prof. Dr. Guilherme Santana Alencar

Rio de Janeiro

2022

CATALOGAÇÃO NA FONTE  
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

Q8 Quissanga, Vencislau Manuel.  
Análise estrutural dinâmica e verificação de projeto à fadiga de pontes rodoviárias em aço e mistas (aço-concreto) / Vencislau Manuel Quissanga. – 2022.  
310f.

Orientadores: José Guilherme Santos da Silva; Guilherme Santana Alencar.  
Tese (Doutorado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Análise estrutural (Engenharia) - Teses. 3. Tensões residuais - Teses. 4. Construção mista - Teses. 5. Pontes - Teses. I. Silva, José Guilherme Santos da. II. Alencar, Guilherme Santana. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. IV. Título.

CDU 624.016

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

---

Assinatura

---

Data

Vencislau Manuel Quissanga

**Análise estrutural dinâmica e verificação de projeto à fadiga de  
pontes rodoviárias em aço e mistas (aço-concreto)**

Tese apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Doutor, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Aprovado em: 14 de outubro de 2022.

Banca Examinadora:

---

Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva (Orientador)  
Faculdade de Engenharia – UERJ

---

Prof. Dr. Guilherme Santana Alencar (Orientador)  
Faculdade de Engenharia – UnB

---

Prof. Dr. André Tenchini da Silva  
Faculdade de Engenharia – UERJ

---

Prof. Dr. Rodrigo Bird Burgos  
Faculdade de Engenharia – UERJ

---

Prof. Dr. Ricardo Azoubel da Mota Silveira  
Universidade Federal de Ouro Preto – UFOP

---

Prof. Dr. Hermes Carvalho  
Faculdade de Engenharia – UFMG

---

Prof. Dr. Gilvan Lunz Debona  
Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro – UFRRJ  
Rio de Janeiro

## DEDICATÓRIA

Dedico este estudo a minha mãe, meus irmãos e tios. A minha mãe e o meu irmão, exemplos de fibra e determinação, que souberam ser exatamente o que eu precisei nos momentos certos, mesmo que eu não merecesse.

## AGRADECIMENTOS

A Deus, acima de tudo, por estar sempre presente em minha vida e me ter dado força, sobretudo; inteligência, coragem e amor ao próximo, que até então tenho cultivado dia após dia.

Às minhas mães, Rosita Cuzundua, Isabel Cuzundua e Leonora Cuzundua, pelo amor e carinho. Aos meus irmãos, Leonel Quissanga e Margarida Quissanga, pelo apoio e amor dedicado. Aos meus tios, Daniel Joaquim, Helder Tito Nhangá, Arlindo Cuzundua (*In Memoriam*) e Noé Valentim (*In Memoriam*), por estarem sempre presente para me amar e sobretudo orarem por mim.

Aos meus orientadores, Prof. José Guilherme e Prof. Guilherme Alencar (Universidade de Brasília), por terem acreditado no meu potencial, no meu trabalho; pelos ensinamentos/conhecimentos transmitidos e pela dedicação exclusiva.

Aos meus professores, Prof. Dr. Rodrigo Bird Burgos, Prof. Dr. Francisco José Cunha Soeiro, Prof<sup>a</sup>. Dra. Maria Fernanda e Prof. Dr. Gilvan Debona pelas excelentes aulas e ensinamentos no decorrer do curso de doutorado.

Ao meu mestre, Prof. Nelson Szilard Galgoul, que me apoiou, sobretudo nos momentos que estava indeciso e de carga extrema da minha vida, me incentivando a continuar os estudos.

Aos Engenheiros e amigos, Felipe de Sousa, Ana Célia, Irwing da Silva, Leonardo Miranda e Mariana Reschtman, pela amizade, disponibilidade e parceria ao longo do curso de doutoramento na UERJ.

Aos meus grandes amigos Francisco Cauenge, Deoclecio Valente, Maurício Bussulo, Joaquim Vutete Dala, Davi Mangabeira e António Quizila Adelino, que estão sempre comigo, apoiando todas minhas iniciativas como estudante e não só.

E por fim, mas não menos importantes, ao meu companheiro de luta: “kota” Dionísio da Costa. E à FAPERJ, pelo apoio financeiro.

## RESUMO

QUISSANGA, V. Manuel. *Análise estrutural dinâmica e verificação de projeto à fadiga de pontes rodoviárias em aço e mistas (aço-concreto)*. 2022. 310 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2022.

As pontes rodoviárias estão sujeitas a ações de carregamentos dinâmicos de impacto relevantes, oriundos de condições de tráfego aleatórias, ao longo da vida útil de serviço. A rugosidade dos pavimentos asfálticos representa um fator chave para o aumento significativo dos valores de deslocamentos e tensões sobre os tabuleiros das pontes. As ações das cargas dinâmicas, principalmente as cíclicas, podem vir a causar a nucleação de fraturas ou mesmo a propagação destas sobre a estrutura. Estes efeitos podem comprometer o sistema estrutural e sua confiabilidade, além de reduzir a vida útil das pontes. Assim sendo, este trabalho de pesquisa tem como objetivo o de desenvolver uma metodologia de análise estrutural dinâmica e verificação da fadiga de pontes rodoviárias de aço e mistas (aço-concreto), quando submetidas a ações de cargas provocadas pela travessia de veículos, considerando-se para tal a interação dinâmica do sistema veículo-estrutura com as irregularidades da pista, assim como a inclusão do efeito da deterioração progressiva do pavimento ao longo do tempo. Deste modo, um aplicativo computacional foi desenvolvido tendo como base a metodologia associada ao cálculo das tensões estruturais para análise de fadiga, visando à interligação entre o programa de elementos finitos ANSYS e o programa MATLAB. As abordagens locais para verificação à fadiga são investigadas sobre determinados detalhes estruturais de ligações soldadas das pontes, pois estes detêm os problemas mais críticos e que requerem ferramentas eficientes para permitir soluções viáveis. Objetivando contextualizar e contribuir para os principais desenvolvimentos da pesquisa, os métodos relevantes de análise de fadiga disponíveis nos códigos de projeto são estudados, tais como: o método de tensão nominal global e o método da tensão *hot-spot* em detalhes com ligações soldadas. Neste contexto, foram adotadas inicialmente duas pontes rodoviárias como casos de estudos, visando comparar as respectivas respostas em termos de comportamento dinâmico, para ao final selecionar uma destas estruturas para a investigação. O caso de estudo selecionado corresponde a uma ponte típica rodoviária mista, com eixo reto e vão de 40 metros. O sistema estrutural é constituído por quatro longarinas metálicas e uma laje de concreto com 0,225 m de espessura. O modelo numérico da ponte e o modelo do veículo foram desenvolvidos com base no emprego do programa ANSYS, por meio do uso de técnicas usuais de discretização, via emprego do Método dos Elementos Finitos (MEF). Considerando-se a abordagem via tensão *hot-spot*, os resultados da investigação mostraram que este método é mais eficiente e capaz de proporcionar respostas estruturais mais realistas, quando comparado aos métodos de análise convencionais. De forma a ilustrar a aplicação do método da tensão *hot-spot* para verificação à fadiga da ponte rodoviária investigada, são apresentados e discutidos os resultados obtidos para a vida útil de serviço da estrutura, considerando-se diversos cenários de danos baseados no tráfego rodoviário simulado ao longo do estudo. Finalmente, os resultados alcançados demonstram a relevância da renovação do pavimento da pista a partir do décimo quarto ano, com referência ao início do tráfego de veículos sobre o tabuleiro, visto que tal medida contribui efetivamente para a diminuição

dos valores das tensões e do dano estrutural, produzindo um aumento significativo da vida útil à fadiga dos detalhes mais críticos da ponte rodoviária.

Palavras-chave: Pontes rodoviárias. Análise estrutural dinâmica. Modelagem em elementos finitos. Verificação de projeto à fadiga.



## ABSTRACT

QUISSANGA, V. Manuel. *Dynamic structural analysis and fatigue design verification of steel and composite road bridges (steel-concrete)*. 2022. 310 f. Thesis (Civil Engineering PhD) – Faculty of Engineering, State University of Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2022.

Road bridges are subject to relevant dynamic loading actions, resulting from random traffic conditions, throughout their service life. The roughness of asphalt pavements represents a key factor for the significant increase in the values of displacements and tensions on the bridge decks. The actions of dynamic loads, mainly cyclical ones, can cause fractures to nucleate or even propagate them over the structure. These effects can compromise the structural system and its reliability, in addition to reducing the useful life of bridges. Therefore, this research work aims to develop a methodology for dynamic structural analysis and fatigue verification of steel and mixed (steel-concrete) road bridges, when subjected to loads caused by the crossing of vehicles, considering- the dynamic interaction of the vehicle-structure system with the irregularities of the road, as well as the inclusion of the effect of the progressive deterioration of the pavement over time, was used for this purpose. Thus, a computational application was developed based on the methodology associated with the calculation of structural stresses for fatigue analysis, aiming at the interconnection between the finite element program ANSYS and the program MATLAB. Local approaches to fatigue verification are investigated on certain structural details of welded bridge connections, as these hold the most critical problems and require efficient tools to allow viable solutions. Aiming to contextualize and contribute to the main research developments, the relevant fatigue analysis methods available in the design codes are studied, such as: the global rated stress method and the hot-spot stress method in detail with welded connections. In this context, two road bridges were initially adopted as case studies, aiming to compare the respective responses in terms of dynamic behavior, in order to finally select one of these structures for the investigation. The selected case study corresponds to a typical mixed road bridge, with a straight axis and span of 40 meters. The structural system consists of four metal stringers and a 0.225 m thick concrete slab. The numerical model of the bridge and the model of the vehicle were developed based on the use of the ANSYS program, through the use of usual discretization techniques, using the Finite Element Method (FEM). Considering the hot-spot stress approach, the investigation results showed that this method is more efficient and capable of providing more realistic structural responses when compared to conventional analysis methods. In order to illustrate the application of the hot-spot stress method to verify the fatigue of the investigated road bridge, the results obtained for the service life of the structure are presented and discussed, considering several damage scenarios based on simulated road traffic throughout the study. Finally, the results achieved demonstrate the relevance of the renovation of the pavement of the track from the fourteenth year onwards, with reference to the beginning of vehicle traffic on the deck, since this measure effectively contributes to the reduction of stress values and structural damage, producing a significant increase in fatigue life of the most critical road bridge details.

Keywords: Road bridges. Dynamic structural analysis. Modelling in finite elements.  
Fatigue design verification.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ponte Octávio Frias de Oliveira - Cidade de São Paulo - SP (COTRIM, 2013)	32
Figura 2 – Pontes rodoviárias: a) Concepção estrutural de ponte mista típica; b) Ponte estaiada (WILLIAMS, 2015)	33
Figura 3 – Exemplo de diferentes níveis de irregularidades de um pavimento [Adaptado de Douangphachanh (2014)]	45
Figura 4 – Exemplo do crescimento da irregularidade longitudinal; ou ciclo de vida do pavimento [Adaptado de Kerali, Odoki e Stannard (2000)]	45
Figura 5 – Exemplo de evolução da deterioração em rodovias pavimentadas [Adaptado do Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos da DNIT (2006)]	48
Figura 6 – Representação dos defeitos ou deterioração percebidas nos pavimentos (DNIT/TER-005, 2003)	49
Figura 7 – Irregularidades do pavimento da ponte Senador Fábio de Lucena: Manaus, AM [Adaptado de Silva e Sousa, (2018)]	51
Figura 8 – Juntas de dilatação com desgaste na ponte Senador Fábio de Lucena: Manaus, AM [Adaptado de Silva e Sousa, (2018)]	51
Figura 9 – Faixa de variação dos valores do IRI usado pelo Banco Mundial [Adaptado de Sayers e Karamihas, (1998)]	53
Figura 10 – Função de irregularidade não determinística, (ALENCAR, 2015)	55
Figura 11 – Tipos de ciclos de tensão [Adaptado de Da Silva (2014)]	73
Figura 12 – Exemplo de histórico ou espectro de tensões de amplitude constante [Adaptado de ITEA (2015)]	73
Figura 13 – Exemplo de variação ou espectro de tensão de amplitude variável [Adaptado de Proença (2018)]	74
Figura 14 – Faixa deslizante com extrusões e intrusões gerado na superfície de uma placa fina submetido à tensão cíclica; a fissura começa na intrusão (ITEA, 2015)	76
Figura 15 – Modos de abertura de uma fenda [Adaptado de Alencar (2021)]	76
Figura 16 – Taxa de propagação de uma fenda [Adaptado de Roldan (2007)]	77
Figura 17 – Exemplo de propagação de fissura ou fenda do material na fase I e II [Adaptado do ITEA (ITEA, 2015)]	78

Figura 18 – Principais células unitárias em componentes de metais: a) estrutura de célula cúbica de corpo centrado, b) estrutura de célula cúbica de face centrada, c) estrutura de célula hexagonal compacta [Adaptado de Milian <i>et al.</i> (2008)]	80
Figura 19 – Principais sistemas de deslizamento nos reticulados, com as posições nas células unitárias: a) estrutura de célula cúbica de corpo centrado, b) estrutura de célula cúbica de face centrada, c) estrutura de célula hexagonal compacta [Adaptado de Hall & Van Vlack (2000)]	81
Figura 20 – Formação de intrusões e consequentes trincas curtas, conforme a aplicação do carregamento cíclico (A banda de deslizamento formadas próximas ao plano de máxima tensão de cisalhamento dão origem às intrusões e extrusões na superfície) [Adaptado de Mentley (2013)]	82
Figura 21 – Formação de intrusões e extrusões captado por microscópio eletrônico de varredura (BAO-TONG; LAIRD, 1989)	82
Figura 22 – Tipos de trincas na Fase I; a) Tipo A – cresce ao longo da superfície; Tipo B – cresce para dentro da superfície [Adaptado de Takahashi (2014)]	83
Figura 23 – Crescimento de trincas da Fase I e II; aço austenítico em fadiga por tração-compressão. Trincas curtas na superfície e trinca longa predominante na parte interna [Adaptado de Socie (2004)]	84
Figura 24 – Superfícies; características de uma fratura por fadiga, com distinção da nucleação, propagação e instabilidade da trinca [Adaptado de Schijve (2009) e Meyers & Chawla (2008)]	85
Figura 25 – Material em fadiga sob carregamento a tração [Adaptado de Campbel (2008)]	87
Figura 26 – Material em fadiga sob carga de compressão [Adaptado de Campbel (2008)]	88
Figura 27 – Laço de histerese; onde a deformação total inclui as parcelas elástica e plástica. [Adaptado de Campbel (2008)]	88
Figura 28 – Simplificação do espectro de tensões [Adaptado de Takahashi (2014)]	90
Figura 29 – Curva de resistência à fadiga (S-N) para testes com cargas (amplitude constante)	94
Figura 30 – Exemplo esquemático de curvas de resistências à fadiga (S-N) em especificações dos limites de fadiga [Adaptado de ITEA (2015)]	96
Figura 31 – Faixas de tensão normal; curvas S-N nominais AASHTO e AISC para carga de amplitude variável	99

Figura 32 – Curvas S-N nominais do IIW (2016) para carga de amplitude variável [Adaptado de Alencar (2021)]	100
Figura 33 – Exemplo de contagem com o método de passagem de nível, tendo em conta o nível médio (m) de referência [Adaptado de ASTM (2011)]	102
Figura 34 – Exemplo de contagem com o método de contagem de pico e vales, onde m é o nível médio de referência [Adaptado de ASTM (2011)]	103
Figura 35 – Exemplo de contagem de ciclos com o método de intervalo simples (ASTM E1049-85, 2011)	104
Figura 36 – Esquema de funcionamento do algoritmo <i>Rainflow</i> e sua relação com o trajetórias tensão-deformação	105
Figura 37 – Modelo de histórico de tensões [Adaptado de Da Silva (2014)]	107
Figura 38 – Histórico de tensões transformado em picos e vales a partir do histórico de tensões original [figura anterior (Figura 16)]	107
Figura 39 – Metodologia de fluxo, com base no método da gota de água (“ <i>Rainflow Method</i> ”), para picos e vales [Adaptado de Frýba (1996)]	108
Figura 40 – Exemplo de aplicação do método <i>Rainflow</i> ; [Adaptado de Frýba (1996)]	109
Figura 41 – a) Exemplos de distribuição de tensões geométricas em uma junta em X entre seções circulares submetidas a carregamento axial; b) Extrapolação da tensão geométrica máxima no pé da solda [Adaptado de ITEA (2015)]	116
Figura 42 – Método de extrapolação com base nos pontos de extrapolação: distribuição de tensões próximo ao cordão de solda [Adaptado de IIW (2016)]	117
Figura 43 – Localizações das tensões <i>hot-spot</i> ou geométricas máximas extrapoladas para uma junta em T [Adaptado de Lee <i>et al.</i> (2008)]	119
Figura 44 – Exemplos de locais de iniciação de trincas por fadiga em juntas soldadas [Adaptado de Niemi e Maddox (2018)]	121
Figura 45 – Linhas de extrapolação de tensões e tipos de elementos finitos: a) Elementos de cascas sem soldas; b) elementos sólidos com os cordões de solda modelados [Adaptado de Heshmati (2012)]	122
Figura 46 – Elementos recomendados para o cálculo da tensão usando o método dos elementos finitos: a) elemento de casca com 8 nós; b) elemento sólido isoparamétrico com 20 nós e integração reduzida; c) elemento sólido tetraédrico com 10 nós [Adaptado de Heshmati (2012)]	123

Figura 47 – Recomendações de pontos de referência para extrapolação lineal e quadrática para diferentes tipos de malha: (i), (iii) Malha mais refinada (fina) e (ii), (iv) Malha menos refinada(grossa) [Adaptado de IIW (IIW, 2016)]	125
Figura 48 – Classificação do detalhe tipo A e/ou B da tensão <i>hot-spot</i> ou geométrica [Adaptado de Viana (2019)]	126
Figura 49 – Fluxograma para o método de tensão <i>hot-spot</i> [Adaptado de Ladinek <i>et al.</i> , (2016)]	129
Figura 50 – Fluxograma para o método de tensão <i>hot-spot</i> (Continuação) [Adaptado de Ladinek <i>et al.</i> , (2016)]	130
Figura 51 – Exemplo de trinca em detalhe do tipo <i>web-gap</i> sobre o apoio de uma ponte em longarina contínua na região de momento fletor negativo máximo [Adaptado de Dexter e Ocel (2013)]	132
Figura 52 – Modelo global do sistema estrutural de vigas: ensaio de fadiga de detalhes sensíveis à fadiga induzida por distorção (unidades: milímetros) [Adaptado de Quissanga <i>et al.</i> (2021)]	135
Figura 53 – Vista lateral das vigas para os ensaios de fadiga induzida por distorção (detalhe sensível à fadiga): a), c) vigas e b), d) dimensões das seções (unidades: milímetros) [Adaptado de Quissanga <i>et al.</i> (2021)]	136
Figura 54 – Vista frontal do sistema estrutural utilizado para o ensaio de fadiga induzida por distorção (detalhe da seção sensível à fadiga) [Adaptado de Quissanga <i>et al.</i> (2021)]	137
Figura 55 – Diferentes vistas do modelo global numérico desenvolvido para o ensaio de fadiga, e para avaliação da resistência à fadiga dos detalhes com <i>web-gap</i> : a) vista longitudinal “lateral”, b) vista isométrica e c) vista frontal [Adaptado de Quissanga <i>et al.</i> (2021)]	138
Figura 56 – a) Modelo numérico local com detalhe <i>web-gap</i> : <i>web-gap</i> de 76 mm [Adaptado de Quissanga <i>et al.</i> (2021)] e b) colocação de extensômetros para medir as variações de tensões <i>hot-spot</i> (FISHER <i>et al.</i> , 1990b)	138
Figura 57 – Fluxograma para o procedimento de calibração da configuração dos ensaios de fadiga de <i>web-gap</i> para cada par de viga: <i>framework</i> MATLAB/ANSYS [Adaptado de Quissanga <i>et al.</i> (2021)]	141
Figura 58 – Fluxograma para o procedimento de calibração da configuração do ensaio do <i>web-gap</i> : Macro ANSYS [Adaptado de Quissanga <i>et al.</i> (2021)]	142

Figura 59 – Cálculo das tensões estruturais extrapoladas na superfície, com os pontos de referência: a) extrapolação linear compatível com medidas experimentais; b) extrapolação quadrática no canto da solda em busca da tensão crítica <i>hot-spot</i> [Adaptado de Quissanga <i>et al.</i> (2021)]	146
Figura 60 – Curva S-N de tensão <i>hot-spot</i> modificada para reforço transversal da alma, ver Figura 20a [Adaptado de Quissanga <i>et al.</i> (2021)]	147
Figura 61 – Resultados de tensões estruturais <i>hot-spot</i> para detalhes de pontes soldadas: pontos obtidos para a tensão inclinada, ver Figura 20b [Adaptado de Quissanga <i>et al.</i> (2021)]	148
Figura 62 – Ponte rodoviária mista (aço-concreto) simplesmente apoiada: características geométricas da viga (consultar Tabelas 1) [Adaptado de Alencar <i>et al.</i> (2018a)]	153
Figura 63 – Geometria e dimensões da seção transversal da ponte no apoio – Projeto I (unidades em milímetros) [Adaptado de Pinho & Bellei (PINHO; BELLEI, 2007)]	156
Figura 64 – Vista lateral das longarinas de aço do Projeto I com os espaçamentos dos enrijecedores transversais, diafragmas e emendas (unidades em milímetros) [Adaptado de Pinho & Bellei (2007)]	156
Figura 65 – Vista superior do sistema estrutural da ponte; dimensões da seção – Projeto I (unidades em milímetros) [Adaptado de Alencar <i>et al.</i> (2018a)]	157
Figura 66 – Detalhes dos enrijecedores nas vigas ao longo dos quatro vãos – Projeto I [Adaptado de Pinho & Bellei (2007)]	158
Figura 67 – Enrijecedores transversais, longitudinais e de apoio soldados ao longo da vigas metálicas [Adaptado de Da Silva (2020)]	159
Figura 68 – Ponte rodoviária mista (aço-concreto) com os elementos constituintes – Projeto II [Adaptado de Pinho & Bellei (PINHO; BELLEI, 2020)]	161
Figura 69 – Geometria e dimensões da seção transversal da ponte no apoio – Projeto II (unidades em milímetros) [Adaptado de Pinho & Bellei (PINHO; BELLEI, 2020)]	163
Figura 70 – Vista lateral das longarinas de aço do Projeto II com os espaçamentos dos enrijecedores transversais, diafragmas e emendas (unidades em milímetros) [Adaptado de Pinho & Bellei (PINHO; BELLEI, 2007, 2020)]	164
Figura 71 – Vista superior do sistema estrutural da ponte; dimensões da seção – Projeto II (unidades em milímetros) [Adaptado de Pinho & Bellei (2020)]	164

Figura 72 – Detalhes dos enrijecedores nas vigas ao longo dos quatro vãos – Projeto II [Adaptado de Pinho & Bellei (2020)]	165
Figura 73 – Enrijecedores transversais, longitudinais e de apoio soldados ao longo das vigas metálicas [Adaptado de Da Silva (2020)]	166
Figura 74 – Conector de cisalhamento <i>perfobond</i> : a) contínuo e b) descontínuo [Adaptado de Nicoletti <i>et al.</i> (2020)]	169
Figura 75 – Conector de cisalhamento <i>crestbond</i> : a) contínuo e b) descontínuo [Adaptado de Oliveira (DE OLIVEIRA, 2020)]	170
Figura 76 – Conectores de cisalhamento em perfil “U” laminado soldados sobre perfil metálico [Adaptado de Oliveira (DE OLIVEIRA, 2020)]	171
Figura 77 – Conectores de cisalhamento de pino com cabeça soldados sobre perfil metálico [Adaptado de Oliveira (2020)]	172
Figura 78 – Conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça aplicados em vigas de pontes mistas (aço-concreto) [Adaptado de Matos (2015)]	173
Figura 79 – Estrutura metálica da ponte com representação dos conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça – Projeto I [Adaptado de Alencar <i>et al.</i> (2018a)]	174
Figura 80 – Vista em corte transversal dos conectores de cisalhamento (unidade em milímetros) do tipo pino com cabeça – Projeto I [Adaptado de Pinho & Bellei (2007)]	174
Figura 81 – Estrutura metálica da ponte com representação dos conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça – Projeto II [Adaptado de Pinho & Bellei (2020)]	175
Figura 82 – Vista em corte transversal dos conectores de cisalhamento (unidade em milímetros) do tipo pino com cabeça – Projeto II [Adaptado de Pinho & Bellei (2020)]	176
Figura 83 – Identificação dos elementos de estruturas da ponte rodoviária: vista de perfil da obra de arte com destaque ao enrijecedor no apoio a)	176
Figura 84 – Elementos de estruturas metálicas da ponte rodoviária com a identificação das regiões críticas à resistência da fadiga: vista isométrica das vigas com destaque ao enrijecedor (b), (c); pinos (d) e mesa inferior da viga (e) [Adaptado de Whisenhunt (2004)]	177
Figura 85 – Principais detalhes estruturais soldados presentes no caso de estudo mais suscetíveis a danos por fadiga [Adaptado de Whisenhunt (2004)]	178



Figura 86 – Principais detalhes estruturais soldados presentes no estudo de caso mais suscetíveis a danos por fadiga [Adaptado de Whisenhunt (2004)]	179
Figura 87 – Detalhe mais crítico da junta soldada com iniciação de trinca [Adaptado de Whisenhunt (2004)]	180
Figura 88 – Modelo de projeto do caminhão HL-93: a) veículo padrão da AASHTO (2014a) e b) modelo no ANSYS	186
Figura 89 – Modos de vibração do veículo padrão da AASHTO (2014a)	188
Figura 90 – Modelo global em elementos finitos da ponte rodoviária de aço e mista (aço-concreto) e identificação da região mais discretizada	193
Figura 91 – Elemento finito do tipo sólido: SOLID45 (ANSYS, 2017) utilizado para a modelagem da laje do tabuleiro	194
Figura 92 – Elemento finito do tipo casca: SHELL63 (ANSYS, 2017) utilizado para modelar as almas das vigas e os enrijecedores	194
Figura 93 – Elemento finito do tipo viga: BEAM44 (ANSYS, 2017) utilizado para modelar as barras de contraventamento	195
Figura 94 – Elemento finito do tipo viga: BEAM188 (ANSYS, 2017) utilizado para modelar os conectores de cisalhamento	195
Figura 95 – Modos de vibração da ponte rodoviária obtidos numericamente	199
Figura 96 – Modelo tridimensional do sistema veículo-estrutura	202
Figura 97 – Fluxograma da aplicação computacional VBI [Adaptado de Ribeiro (2012)]	209
Figura 98 – Efeito de distorção correspondente devido ao deslocamento diferencial das vigas de aço devido ao carregamento estático do tráfego provocado pelo veículo HL-93	213
Figura 99 – Modelo e submodelo em elementos finitos da ponte: a) detalhe estrutural do modelo global (elementos de casca) e b) submodelo (modelo local) em elementos finitos	214
Figura 100 – Fluxograma de análise no submodelo da ANSYS	216
Figura 101 – Direção das tensões principais tendo em conta o carregamento provocado pela passagem do veículo localizada no meio do vão da ponte	219
Figura 102 – Pontos críticos ( <i>hot-spot</i> ) do submodelo (sistemas de coordenadas locais), ponto/coordenadas para extrapolação quadrática	219

Figura 103 – Fluxograma de descrição dos procedimentos interativos de análise de fadiga e do dano acumulado na junta soldada (região crítica) do submodelo da ponte	221
Figura 104 – Curvas S-N nominais do IIW (2016) para carga de amplitude variável [Adaptado de Alencar (2021)]	223
Figura 105 – Calculadora de fadiga pelo método de acumulação de danos [Adaptado de Alencar & Correia (2016)]	224
Figura 106 – Deterioração da rugosidade do pavimento em um período de 14 anos	226
Figura 107 – Deslocamentos verticais no tabuleiro (centro do vão)	232
Figura 108 – Deslocamentos verticais no tabuleiro (1/4 do vão)	232
Figura 109 – Deslocamentos verticais nas longarinas (centro do vão)	232
Figura 110 – Deslocamentos verticais nas longarinas (1/4 do vão)	233
Figura 111 – Deslocamentos verticais nas longarinas (centro do vão)	233
Figura 112 – Deslocamentos verticais nas longarinas (1/4 do vão)	233
Figura 113 – Deslocamentos verticais nas longarinas (centro do vão)	234
Figura 114 – Deslocamentos verticais nas longarinas (1/4 do vão)	234
Figura 115 – Deslocamentos verticais nas longarinas (centro do vão)	234
Figura 116 – Deslocamentos verticais nas longarinas (1/4 do vão)	235
Figura 117 – Tensões normais longitudinais na alma na altura do enrijecedor (centro do vão) - Modelo global vs Submodelo	236
Figura 118 – Deslocamentos verticais no tabuleiro (centro do vão)	237
Figura 119 – Deslocamentos verticais no tabuleiro (1/4 do vão)	237
Figura 120 – Deslocamentos verticais nas longarinas (centro do vão)	237
Figura 121 – Deslocamentos verticais nas longarinas (1/4 do vão)	238
Figura 122 – Deslocamentos verticais nas longarinas (centro do vão)	238
Figura 123 – Deslocamentos verticais nas longarinas (1/4 do vão)	238
Figura 124 – Deslocamentos verticais nas longarinas (centro do vão)	239
Figura 125 – Deslocamentos verticais nas longarinas (1/4 do vão)	239
Figura 126 – Deslocamentos verticais nas longarinas (centro do vão)	239
Figura 127 – Deslocamentos verticais nas longarinas (1/4 do vão)	240
Figura 128 – Tensões normais longitudinais na alma na altura do enrijecedor (centro do vão) - Modelo global vs Submodelo [pavimento excelente]	241

Figura 129 – Tensões normais longitudinais na alma na altura do enrijecedor (centro do vão) - Modelo global vs Submodelo [pavimento ruim]	241
Figura 130 – Submodelo utilizado para obtenção das tensões <i>hot-spot</i> : a) Região crítica avaliada do detalhe, b) nós de extrapolação cerca do pé da solda, c) caminhos de extrapolação do ponto <i>hot-spot</i> ao redor dos cantos da solda do “Detalhe A”, d) caminhos de extrapolação do ponto <i>hot-spot</i> ao redor dos cantos da solda do “Detalhe B”	243
Figura 131 – Tensões <i>hot-spot</i> nos diversos pontos ao longo da linha de solda no Submodelo do “Detalhe A” <i>Web-gap</i> – Pavimento excelente	243
Figura 132 – Tensões <i>hot-spot</i> nos diversos pontos ao longo da linha de solda no Submodelo do “Detalhe B” <i>Web-gap</i> – Pavimento excelente	244
Figura 133 – Tensões <i>hot-spot</i> nos diversos pontos ao longo da linha de solda no Submodelo do “Detalhe A” <i>Web-gap</i> – Pavimento médio	244
Figura 134 – Tensões <i>hot-spot</i> nos diversos pontos ao longo da linha de solda no Submodelo do “Detalhe B” <i>Web-gap</i> – Pavimento médio	245
Figura 135 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção horizontal no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 20 m/s	246
Figura 136 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção oblíqua no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 20 m/s	246
Figura 137 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção vertical no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 20 m/s	247
Figura 138 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção horizontal no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 20 m/s	247
Figura 139 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção oblíqua no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 20 m/s	248
Figura 140 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção vertical no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 20 m/s	248
Figura 141 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção horizontal no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 20 m/s	249
Figura 142 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção oblíqua no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 20 m/s	249
Figura 143 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção vertical no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 20 m/s	250

Figura 144 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção horizontal no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 20 m/s	250
Figura 145 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção oblíqua no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 20 m/s	251
Figura 146 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção vertical no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 20 m/s	251
Figura 147 – Comparação entre as tensões <i>hot-spot</i> máximas nas direções: horizontal, oblíqua e vertical no “detalhe A” <i>Web-gap</i> no Submodelo – pavimento excelente	252
Figura 148 – Comparação entre as tensões <i>hot-spot</i> máximas nas direções: horizontal, oblíqua e vertical no “detalhe B” <i>Web-gap</i> no Submodelo – pavimento excelente	252
Figura 149 – Comparação entre as tensões <i>hot-spot</i> máximas nas direções: horizontal, oblíqua e vertical no “detalhe A” <i>Web-gap</i> no Submodelo – pavimento ruim	253
Figura 150 – Comparação entre as tensões <i>hot-spot</i> máximas nas direções: horizontal, oblíqua e vertical no “detalhe B” <i>Web-gap</i> no Submodelo – pavimento ruim	253
Figura 151 – Deterioração do coeficiente de rugosidade para período de 14 anos	255
Figura 152 – Perfis de irregularidade para o periodo correspondente a 12 anos – qualidade do pavimento médio	256
Figura 153 – Perfis de irregularidade para o periodo correspondente a 13 anos – qualidade do pavimento médio	256
Figura 154 – Comparação entre os perfis de irregularidade com maiores amplitudes dos anos 12 e 13 com qualidade do pavimento médio	256
Figura 155 – Espectro do dano em função da velocidade do veículo conforme IIW (2016)	257
Figura 156 – Relação entre os anos de serviço/operação e causas de fadiga [adaptado de Yokoyama & Miki (2017)]	259
Figura 157 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção horizontal no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 10 m/s	290
Figura 158 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção horizontal no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 30 m/s	290

Figura 159 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção vertical no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 40 m/s	291
Figura 160 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção horizontal no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 50 m/s	291
Figura 161 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção horizontal no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 60 m/s	291
Figura 162 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção oblíqua no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 10 m/s	292
Figura 163 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção oblíqua no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 30 m/s	292
Figura 164 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção oblíqua no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 40 m/s	292
Figura 165 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção oblíqua no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 50 m/s	293
Figura 166 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção oblíqua no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 60 m/s	293
Figura 167 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção vertical no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 10 m/s	293
Figura 168 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção vertical no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 30 m/s	294
Figura 169 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção vertical no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 40 m/s	294
Figura 170 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção vertical no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 50 m/s	294
Figura 171 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção vertical no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 60 m/s	295
Figura 172 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção horizontal no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 10 m/s	295
Figura 173 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção horizontal no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 30 m/s	295
Figura 174 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção vertical no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 40 m/s	296
Figura 175 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção horizontal no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 50 m/s	296

Figura 176 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção horizontal no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 60 m/s	296
Figura 177 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção oblíqua no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 10 m/s	297
Figura 178 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção oblíqua no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 30 m/s	297
Figura 179 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção oblíqua no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 40 m/s	297
Figura 180 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção oblíqua no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 50 m/s	298
Figura 181 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção oblíqua no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 60 m/s	298
Figura 182 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção vertical no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 10 m/s	298
Figura 183 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção vertical no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 30 m/s	299
Figura 184 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção vertical no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 40 m/s	299
Figura 185 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção vertical no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 50 m/s	299
Figura 186 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção vertical no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 60 m/s	300
Figura 187 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção horizontal no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 10 m/s	300
Figura 188 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção horizontal no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 30 m/s	300
Figura 189 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção vertical no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 40 m/s	301
Figura 190 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção horizontal no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 50 m/s	301
Figura 191 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção horizontal no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 60 m/s	301
Figura 192 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção oblíqua no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 10 m/s	302

Figura 193 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção oblíqua no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 30 m/s	302
Figura 194 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção oblíqua no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 40 m/s	302
Figura 195 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção oblíqua no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 50 m/s	303
Figura 196 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção oblíqua no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 60 m/s	303
Figura 197 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção vertical no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 10 m/s	303
Figura 198 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção vertical no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 30 m/s	304
Figura 199 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção vertical no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 40 m/s	304
Figura 200 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção vertical no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 50 m/s	304
Figura 201 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção vertical no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 60 m/s	305
Figura 202 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção horizontal no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 10 m/s	305
Figura 203 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção horizontal no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 30 m/s	305
Figura 204 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção vertical no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 40 m/s	306
Figura 205 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção horizontal no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 50 m/s	306
Figura 206 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção horizontal no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 60 m/s	306
Figura 207 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção oblíqua no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 10 m/s	307
Figura 208 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção oblíqua no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 30 m/s	307
Figura 209 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção oblíqua no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 40 m/s	307

Figura 210 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção oblíqua no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 50 m/s	308
Figura 211 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção oblíqua no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 60 m/s	308
Figura 212 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção vertical no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 10 m/s	308
Figura 213 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção vertical no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 30 m/s	309
Figura 214 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção vertical no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 40 m/s	309
Figura 215 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção vertical no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 50 m/s	309
Figura 216 – Tensões <i>hot-spot</i> na direção vertical no detalhe <i>Web-gap</i> - Submodelo: 60 m/s	310



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Faixas de classificação com base no Índice de Rugosidade Internacional - IRI [Adaptada de Farias e Souza, (2002)]	54
Tabela 2 – Classificação das irregularidades do pavimento com os valores médios de $G_d(\Omega_0)$ para diferentes níveis de qualidade da rugosidade (em $\text{cm}^3$ )	57
Tabela 3 – Classificação da rugosidade com base no RRC (ISO 8608, 1995)	60
Tabela 4 – Malha recomendada: extrapolação para a abordagem <i>hot-spot</i> (IIW, 2016)	124
Tabela 5 – Resultados do procedimento de otimização para determinação das inclinações dos contraventamentos de aço [Adaptado de Quissanga <i>et al.</i> (2021)]	144
Tabela 6 – Tensões nominais e secundárias locais nos submodelos calibrados em elementos finitos [Adaptado de Quissanga <i>et al.</i> (2021)]	145
Tabela 7 – Características do Projeto I em termos de dimensões	154
Tabela 8 – Características físicas dos materiais do projeto da ponte – Projeto I	155
Tabela 9 – Propriedades geométricas dos enrijecedores (Unidades em milímetros)	158
Tabela 10 – Propriedades geométricas e mecânicas dos elementos secundários	159
Tabela 11 – Características do Projeto II em termos de dimensões	162
Tabela 12 – Características físicas dos materiais do projeto da ponte – Projeto II	163
Tabela 13 – Propriedades geométricas dos enrijecedores (Unidades em milímetros)	165
Tabela 14 – Distribuição de faixas de velocidade do veículo [Zhang & Cai (2012)]	183
Tabela 15 – Propriedades mecânicas e geométricas do modelo do veículo HL-93	187
Tabela 16 – Frequências naturais e modos de vibração do veículo HL-93	189
Tabela 17 – Fração do tráfego de caminhões em uma faixa única (AASHTO, 2014a)	191
Tabela 18 – Fração do tráfego de caminhões (AASHTO, 2014a)	191
Tabela 19 – Frequências naturais e modos de vibração: comparação entre as três diferentes metodologias de análise modal do modelo da ponte	200

Tabela 20 – Parâmetros gerais considerados para a execução da aplicação computacional VBI [Adaptado de Ribeiro (2012)]	210
Tabela 21 – Parâmetros gerais considerados para a execução da aplicação computacional VBI [Adaptado de Ribeiro (2012)]	220
Tabela 22 – Possíveis exemplos de fatores de segurança parciais $\gamma_M$ para resistência à fadiga (IIW, 2016)	222
Tabela 23 – Exemplo de danos individuais e acumulado de fadiga nos pontos analisados devido a cada passagem de veículo	227
Tabela 24 – Resultados da Índice de Rugosidade Internacional (IRI) e Coeficiente de Rugosidade (RRC) no domínio do tempo	254
Tabela 25 – Estimativa da vida à fadiga para diferentes velocidades de passagens	258
Tabela 26 – Estimativa de dano acumulado de fadiga devido a passagens	260

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
AADT	<i>Annual Average Daily Traffic (Tráfego Diário Médio Anual)</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC	<i>American Institute of Steel Construction</i>
ANSYS	<i>Swanson Analysis Systems</i>
ASCE	<i>American Society of Civil Engineers</i>
CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
CIA	Coeficiente de Impacto Adicional
CIV	Coeficiente de Impacto Vertical
CNF	Coeficiente de Número de Faixas
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DTV	Departamento de Transporte da Virginia
ESAL	<i>Equivalent Single Axle Load (Eixo Padrão Equivalente)</i>
Eurocode	<i>European Committee for Standardisation</i>
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
IRI	Índice de Rugosidade Internacional
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
MATLAB	<i>MATHWORKS Inc.</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos
NTF	Nucleação de Trinca por Fadiga
NBR	Norma Brasileira
QFV	Quadro de Fabricantes de Veículos
RRC	Coeficiente de rugosidade
SNC	Parâmetro estrutural

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\alpha$	Taxa de contribuição da matriz de massa
$\alpha_i$	Aumento do tráfego anual em %
$\beta$	Taxa de contribuição da matriz de rigidez
$b$	Parâmetro meteorológico
$c$	Coeficiente de amortecimento
$C$	Matriz de amortecimento
$cm$	Centímetro
$c_{vs,i}$	Coeficiente de amortecimento da suspensão do eixo $i$ do veículo
$(CESAL)_t$	ESAL em milhões
$D$	Dano em fadiga
$D_{Total}$	Dano total
$\Delta K$	Variação de intensidade de tensão
$d_{m\acute{a}x}$	Deslocamento máximo
$\Delta\omega$	Intervalo de discretização
$e$	Espaçamento longitudinal entre os nós do trilho
$E_c$	Módulo de elasticidade do concreto
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço
$f$	Frequência em Hz
$f_{(t)}$	Forças externas que representam ação dinâmica em função do tempo
$F_{(t)}$	Vetor de forças
FAT	Categoria de detalhe do detalhe de referência
$f_{ck}$	Resistência característica à compressão do concreto
$f_e$	Forças elásticas
$F_{Ei}$	Fator de equivalência de carga
$f_u$	Resistência última do aço
$G_d(\Omega_0)$	Coeficiente de rugosidade da estrada ( $m^3/ciclo$ ) ou Coeficiente de Rugosidade do Pavimento (RRC)
$G_d(\Omega_i)$	Função de densidade espectral de potência (PSD) ( $cm^3/ciclo$ ) para a elevação da superfície da estrada
$f_y$	Resistência característica do aço

$f_{yw}$	Tensão de escoamento da alma
G	Módulo de elasticidade transversal (de cisalhamento)
$\gamma_c$	Peso específico do concreto
$\phi_M$	Coefficiente de resistência
$\gamma_s$	Peso específico do aço
$\eta$	Coefficiente ambiental
$h_w$	Altura livre da alma entre as mesas
Hz	Hertz
IRI	Índice de rugosidade internacional
$IRI_0$	Valor inicial de IRI
$IRI_t$	Valor de IRI no tempo t
$\phi$	Coefficiente de impacto
K	Matriz de rigidez
L	Comprimento do vão do tabuleiro
km/h	Quilometro por hora
kN	Quilonewton
$k_v$	Coefficiente de reação vertical
$k_{vp,i}$	Coefficiente de rigidez dos pneus do eixo i do veículo
$k_{vs,i}$	Coefficiente de rigidez da suspensão do eixo i do veículo
L	Longitude da ponte
m	Coefficiente da primeira inclinação da curva S-N
M, m	Massa
$m^2$	Metro quadrado
mm	Milímetro
$m_s$	Massa suspensa do veículo
n	Número de ciclos
$n_i$	Número de ciclos relativo à variação de tensão i
N	Newton
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$N_{obs}$	Número de veículos observados por ano
$n_{tr}(t)$	Estimativa de tráfego acumulado
$\rho_t$	Índice de serviço temporário
$\theta_v$	Deslocamento angular da massa suspensa do veículo

$r(x)$	Amplitude real da rugosidade da superfície do pavimento
$s$	Segundo
$\sigma$	Tensão
$\sigma_1$	Tensão principal
$\sigma_{HS}$	Tensão de hot spot
$\sigma_{HS, y}$	Tensão de hot spot na direção y
$\sigma_{HS, x}$	Tensão de hot spot na direção x
$\sigma_{i,t}$	Tensão obtida à distância 'i vezes a espessura' da margem da solda
$\sigma_x$	Tensão normal transversal (na direção x)
$\sigma_y$	Tensão normal transversal (na direção y)
$\sigma_z$	Tensão normal longitudinal (na direção z)
$t$	Tempo
$t_w$	Espessura da alma da viga
$\dot{u}$	Velocidade
$\ddot{u}$	Aceleração
$u_i$	Deslocamento vertical
$V$	Velocidade
$V_i$	Viga i da estrutura
$w$	Ondulabilidade da pista
$\rho$	Peso específico do concreto armado da laje
$\omega$	Frequência angular imposta por agente externo
$\omega_{0i}$	Frequência natural circular da estrutura em rad/s
$\omega_i$	Frequência do harmônico i
$Y$	Período de projeto
$\Delta\sigma$	Variação de tensão
$\eta$	Coeficiente ambiental
$\theta_i$	Ângulo de fase aleatória uniformemente distribuída de 0 a $2\pi$
$\sigma_{HS,Ref}$	Tensão de hot spot no detalhe de referência
$\Omega$	Frequência espacial do harmônico do pavimento/(ciclos/m)
$\Omega_0$	Frequência de descontinuidade de $1/2\pi$ (igual a 1 rad/m)
$\Omega_i$	Número de onda (ciclos/m).
$\tau$	Tensão de cisalhamento

## SUMÁRIO

<b>INTRODUÇÃO</b>	32
Considerações iniciais	32
Motivação	35
Objetivos	37
Metodologia	38
Estrutura do conteúdo da tese	39
<b>1 IRREGULARIDADES E DETERIORAÇÃO PROGRESSIVA DA PISTA</b>	42
1.1 Introdução	42
1.2 Pavimento	43
1.2.1 Aspectos conceituais	43
1.2.2 Conceito de irregularidade longitudinal dos pavimentos	44
1.2.3 Origem da irregularidade longitudinal dos pavimentos	46
1.2.4 Aspectos influenciados pela irregularidade longitudinal	46
1.3 Definição do conceito de deterioração progressiva do pavimento	47
1.4 Definição dos principais coeficientes	52
1.4.1 Índice de Rugosidade Internacional (IRI)	52
1.4.2 Coeficiente de rugosidade (RRC)	57
1.4.3 Carga de eixo padrão equivalente (ESAL)	60
1.5 Considerações finais	67
<b>2 ANÁLISE E VERIFICAÇÃO DE PROJETO À FADIGA</b>	70
2.1 Introdução	70
2.2 Fadiga estrutural	72
2.2.1 Aspectos conceituais	72
2.2.2 Mecanismos de formação de fissuras	74
2.2.3 Regimes de fadiga	86
2.2.4 Modelos de danos acumulativos por fadiga e seus diferentes enfoques	89
2.2.5 Conceito de vida útil e segurança contra falha	92
2.2.6 Análise à fadiga - Curvas S-N	94
2.2.7 Método para contagem de ciclos (Método Rainflow)	101
2.3 Considerações finais	110

<b>3</b>	<b>AVALIAÇÃO DE FADIGA DE ESTRUTURAS SOLDADAS</b>	<b>113</b>
3.1	Introdução	113
3.2	Método da tensão hot-spot	115
3.2.1	Introdução	115
3.2.2	Abordagem de tensão hot-spot ou geométrica	116
3.2.3	Escopo da aplicação do método de tensão hot-spot	121
3.2.4	Guia para a determinação de tensão hot-spot	127
3.3	Validação do método de tensão hot-spot para detalhe típico de ponte rodoviária	131
3.3.1	Introdução	131
3.3.2	Descrição da configuração do caso de estudo	134
3.3.3	Descrição do modelo numérico	137
3.3.4	Metodologia de calibração de modelo numérico	140
3.3.5	Resultados e discussão	143
3.4	Observações finais do capítulo	149
<b>4</b>	<b>DESCRIÇÃO DO PROJETO ESTRUTURAL INVESTIGADO</b>	<b>151</b>
4.1	Introdução	151
4.1.1	Características físicas e geométricas dos projetos - caso de estudo	152
4.2	Conectores de cisalhamento	167
4.2.1	Generalidades sobre conectores de cisalhamento	167
4.2.2	Conectores de cisalhamento utilizado no caso de estudo	172
4.2.3	Juntas soldadas representativas do estudo de caso	176
4.3	Considerações finais	181
<b>5</b>	<b>METODOLOGIA PROPOSTA DE ANÁLISE DINÂMICA E AVALIAÇÃO À FADIGA</b>	<b>183</b>
5.1	Introdução	183
5.2	Modelagem numérica do veículo de fadiga padrão da AASHTO	184
5.2.1	Cálculo do tráfego acumulado do veículo HL-93	190
5.3	Modelagem numérica global do Projeto I: ponte mista aço-concreto	192
5.3.1	Descrição da modelagem global da ponte em elementos finitos	192
5.3.2	Descrição da modelagem do amortecimento estrutural	196
5.3.3	Análise modal	198
5.4	Metodologia de análise dinâmica com interação veículo-estrutura	201



5.4.1	Descrição básica da metodologia de interação veículo-estrutura	202
5.4.2	Metodologia de resolução pelo método da integração direta - Newmark	204
5.4.3	Metodologia de resolução pelo método de superposição modal	205
5.5	Concepção computacional do VBI	207
5.6	Adaptações e implementações no TBI para o advento do VBI	208
5.7	Metodologia de modelagem e avaliação do submodelo em elementos finitos	212
5.7.1	Detalhe do submodelo e determinação do histórico de tensão local	213
5.8	Metodologia de avaliação de fadiga	220
5.9	Considerações finais	227
6	<b>RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES: ANÁLISE DINÂMICA E AVALIAÇÃO À FADIGA</b>	229
6.1	Introdução	229
6.2	Análise quasi-estática vs análise dinâmica com interação veículo-ponte (pavimento excelente)	230
6.2.1	Deslocamento no centro do vão e a 1/4 do vão	230
6.2.2	Tensões normais longitudinais	235
6.3	Análise dinâmica com interação veículo-ponte (Pavimento excelente vs pavimento ruim)	236
6.4	Identificação do ponto hot-spot crítico ao longo da linha da solda do detalhe Web-gap	242
6.4.1	Efeito da velocidade: passagem individual	245
6.5	Análise de ciclo de vida: evolução do dano de fadiga com deterioração progressiva do pavimento	254
6.5.1	Resultados da determinação do dano individual e acumulado de fadiga	257
6.6	Considerações finais	262
7	<b>CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS</b>	264
7.1	Conclusões	264
7.2	Sugestões para trabalhos futuros	271
	<b>REFERÊNCIAS</b>	272
	<b>ANEXO A - RESULTADOS DE TENSÕES HOT-SPOT NO SUBMODELO</b>	290

## INTRODUÇÃO

### Considerações iniciais

Com o passar dos anos, a necessidade de se expandir as redes rodoviárias a nível mundial tornou-se cada vez mais importante por conta dos benefícios, sobretudo no que tange à perspectiva econômica que a mesma traz, de modo a manter as pessoas e as mercadorias em constante movimento com intuito de se alcançar o desenvolvimento social que a muito se busca. Além disso, a busca por sistemas estruturais esteticamente atraentes (ver Figura 1 e 2), muitas vezes leva a construção de pontes com seções mais flexíveis, esbeltas e com largos comprimentos dos vãos, tornando as mesmas suscetíveis a problemas de vibrações excessivas e conseqüentemente de fadiga. Desse modo, torna-se fundamental a compreensão profunda do comportamento estrutural desses sistemas, tal como considerado por García (2016), Viera *et al.* (2016) e Ferreira (2017).



Figura 1 – Ponte Octávio Frias de Oliveira - Cidade de São Paulo - SP (COTRIM, 2013).

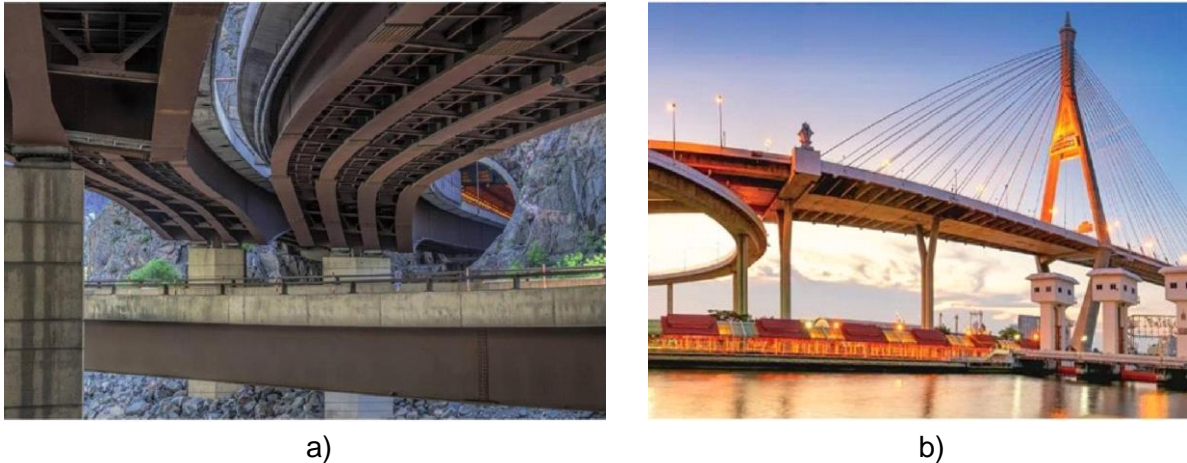


Figura 2 – Pontes rodoviárias: a) Concepção estrutural de ponte mista típica; b) Ponte estaiada (WILLIAMS, 2015).

Nesse contexto, a relevância da consideração dos efeitos dinâmicos da passagem de veículos em pontes rodoviárias mistas tem aumentado consideravelmente nos últimos anos. O dimensionamento destes tipos de pontes tem sido tradicionalmente efetuado através de análises estáticas e/ou análises quasi-estáticas, considerando cargas regulamentares com valores majorados por um fator de amplificação dinâmica, que simulam de forma bastante conservadora os efeitos da passagem das mesmas sobre as pontes (CALÇADA, 2001; VIANA *et al.*, 2021). O crescimento dos efeitos dinâmicos constatado, devidos ao aumento da velocidade de circulação e a alterações na geometria dos veículos, (que proporciona a alteração na aplicação das cargas), trouxe uma grande preocupação nos engenheiros de estruturas e pesquisadores em compreender os fenômenos envolvidos, quantificá-los e estabelecer novas metodologias de análises e dimensionamento. Nisso, destaca-se para o grande interesse em projetos de pontes rodoviárias dois motivos: i) os picos de tensões dinâmicas com interação veículo-ponte são maiores que os picos causados pela aplicação de cargas estáticas e/ou quasi-estática; e ii) a vibração da ponte não pode ser excessiva, de forma que o efeito da fadiga seja minimizado e o sistema estrutural não cause desconforto ao usuário.

As novas regulamentações americanas e europeias tem vindo a colmatar algumas lacunas existentes, impondo a obrigatoriedade de cálculos dinâmicos acima de certas velocidades e propondo métodos para realizá-los. Critérios como o conforto dos passageiros, a estabilidade da via, a estabilidade do contato entre a roda e o

pavimento, e as vibrações excessivas do veículo tornaram-se decisivos na realização das análises - e nos dimensionamentos (MARQUES, 2006).

Sendo assim, para obtenção da resposta dinâmica de uma ponte rodoviária considerando as características dinâmicas da estrutura, do veículo e da ação das irregularidades do pavimento, é de certo modo fundamental que se utilize modelos matemáticos que se adéquem à complexidade dos problemas a serem estudados, para que as simulações sejam mais precisas tendo em conta os sistemas acoplados veículo-estrutura.

Dado o aprimoramento corporificado nos computadores ao longo dos anos, houve um maior incentivo na aplicação do método dos elementos finitos no processo de modelagem de elementos estruturais de pontes, dos modelos de veículo desenvolvidos pela bibliografia, e a modelagem das irregularidades do pavimento. Desse modo, o processo de modelagem e simulações considerando a análise com interação veículo-estrutura-pavimento podem ser realizadas considerando diversos tipos de situações e carregamentos, tornando as respostas dinâmicas mais precisas e confiáveis de modo que as condições de segurança e estabilidade do projeto de pontes rodoviárias sejam alcançadas.

É importante reiterar que com este avanço torna-se possível avaliar com mais precisão o fenômeno de fadiga em elementos estruturais, tendo em vista que este fenômeno é especialmente mais crítico em pontes rodoviárias, devido ao carregamento estocástico associado à passagem de veículos. Nesse sentido, se pode externar que as ligações soldadas estão entre os pontos mais fracos em pontes de aço e mistas, pois são propensas a concentrações de tensões que levam ao início de trincas de fadiga, ou defeitos de fabricação, que podem atuar como trincas iniciais. De acordo com Klinger *et al.* (2014), os processos que levam à falha por fadiga nas juntas soldadas são subdivididos nos estágios de endurecimento cíclico, iniciação de trincas, propagação de trincas e falha final.

Considerando-se todos os aspectos levantados anteriormente, este trabalho de pesquisa se propõe a estudar a resposta estrutural dinâmica e verificações de projetos à fadiga de pontes rodoviárias mistas aço-concreto. Para tal, os focos principais desta investigação são os seguintes, a saber: desenvolvimento de uma metodologia de análise com abordagem de tensão *hot-spot* em detalhes de modelos em elementos finitos de pontes considerando a interação dinâmica veículo-estrutura com a irregularidade e deterioração progressiva do pavimento.

## Motivação

No Brasil, há um planejamento voltado a inspeção nas pontes rodoviárias de aço e mistas instaladas a um tempo de vida útil considerável (pontes existentes) implementado pelo governo federal. Nesse sentido, os tabuleiros destas pontes rodoviárias têm evidenciado com bastante frequência as situações de desgaste prematuro dos pavimentos e dos elementos metálicos que conformam o sistema estrutural. Tal como se sabe, em relação às pontes deterioradas existentes, a questão primordial a ser considerada no sentido de resolver estes problemas prematuros diz respeito à escolha da intervenção mais adequada a ser adotada, que neste caso estão diretamente relacionados com: a reformar e/ou reconstrução.

Em geral, essas decisões possuem avaliações complexas pelo fato acarretarem implicações ambientais e econômicas significativas. No que se refere às perspectivas qualitativa e quantitativa, tais decisões podem ser mais bem fundamentadas quando consideradas as investigações baseadas no comportamento dinâmico da obra de arte mediante o desenvolvimento de modelos numéricos refinados do sistema estrutural. Nisso, são cada vez mais desenvolvidos novos critérios técnicos de avaliação de obras de arte submetidas a tráfego rodoviário. Prova disso são os estudos das investigações e as experiências internacionais plasmadas na literatura, sobretudo nos códigos internacionais, que, todavia, não são percebidos nas normas e na realidade brasileira. Portanto, para alcançar tais objetivos, é de fundamental importância as parcerias com as universidades, centros de pesquisa e convênios internacionais.

Dado que os efeitos dinâmicos provocados pela velocidade em pontes rodoviárias podem atingir valores significativos por estarem sujeitas a cargas de elevada intensidade, ao ponto de comprometer a vida útil da estrutura, torna-se necessário serem considerados na fase de dimensionamento da estrutura. Os conhecimentos sobre efeitos dinâmicos são importantes pelas seguintes razões:

- i) Geralmente, as vibrações induzidas por passagem de veículos sobre a ponte, provocam deslocamentos e/ou esforços no sistema estrutural, maiores do que provocados nos casos de cargas aplicadas de forma quasi-estática.

- ii) Elevadas/excessivas vibrações nos sistemas estruturais de pontes podem agravar os fenômenos de fadiga.
- iii) As deformações das pontes devem ser bem controladas dentro de determinados intervalos de valores-limite seguros em termos de projetos, tendo em conta os diferentes instantes de operação, a estabilidade da pista e do contato/interação roda-pista.
- iv) As acelerações nos veículos sobre a ponte devem ser limitadas, por forma a garantir o conforto dos usuários e a integridade das possíveis cargas transportadas.

Tal como já mencionado, o conhecimento dos efeitos dinâmicos em projetos de pontes é fundamental por forma a garantir com maior precisão a avaliação do desempenho das estruturas de engenharia civil ao longo da sua vida útil, principalmente das obras de arte rodoviárias, dada a sua relevância em termos de dimensão social. Sendo assim, este estudo (comportamento dinâmico) contribui significativamente tanto na validação dos modelos e metodologias de dimensionamento, quanto na prevenção de circunstâncias de risco que são acrescidas devido aos efeitos de deterioração dos materiais do sistema estrutural.

Neste contexto, a motivação para o desenvolvimento do presente trabalho de pesquisa consiste na oportunidade de contribuir com o aprimoramento de metodologias de análise dinâmica de pontes rodoviárias de aço e mistas (aço-concreto), levando em conta a interação veículo-estrutura de uma forma menos complexa, usando ferramentas computacionais de modelagem e de análise: ANSYS (2017) e MATLAB (2018), no sentido de auxiliar os engenheiros e projetistas de estruturas, através do desenvolvimento das análises mais próximas da realidade. É realizada inicialmente a análise dinâmica de duas pontes como caso de estudo [Projeto I e Projeto II] (PINHO; BELLEI, 2007, 2020), com praticamente as mesmas características e/ou proporções volumétricas padrão. A análise dinâmica com interação veículo-estrutura, foi realizada tendo em conta a irregularidade e a deterioração progressiva da pista. Os resultados do estudo em questão contribuirão no estado da arte sobre a modelagem e análise numérica com interação veículo-estrutura e servir como estudo precedente para o desenvolvimento de futuros projetos correlatos a veículos de fadiga, tendo em conta as suas cargas e as suas velocidades sob as obras de arte no Brasil.

## Objetivos

Este trabalho de pesquisa tem como objetivo principal investigar, desenvolver e implementar uma metodologia mais precisa para a análise estrutural dinâmica e verificação da fadiga de pontes de aço e mistas (aço-concreto) submetidas à ação de cargas provocadas pela passagem de veículos de fadiga padrão da AASHTO. Para tal, utilizaram-se as ferramentas computacionais que permitiram o estudo dos efeitos das ações dinâmicas do veículo sobre a ponte, e simultaneamente a aplicação das metodologias mais avançadas existentes atualmente para a quantificação destes efeitos sobre os modelos estruturais das obras de arte. Ou seja, a principal contribuição do presente estudo consiste em implementar uma metodologia de análise dinâmica de pontes rodoviárias de aço e mistas, considerando o fenômeno de interação veículo-estrutura e as irregularidades, assim como a deterioração progressiva do pavimento.

Além da quantificação de deslocamentos e esforços no domínio do tempo, avaliou-se também de forma numérica as grandezas fundamentais referidas nas regulamentações existentes. Nesse sentido, o estudo de normas estrangeiras/internacionais constituiu em um passo bastante importante para a elaboração deste trabalho de pesquisa, permitindo a compressão das diferentes formas de abordagem utilizadas para tratamento dos problemas de pontes rodoviárias submetidas a carregamentos dinâmicos. Entretanto, este estudo normativo importou bastante na aplicação da metodologia para a análise de efeitos de fadiga nas pontes.

Finalmente, os principais objetivos que norteiam o desenvolvimento desta investigação são listados de forma sintetizadas a seguir:

- Considerar na análise dinâmica o fenômeno de interação veículo-estrutura e as irregularidades, e a deterioração progressiva da pista ao longo do tempo.
- Compreender os diferentes tipos de efeitos ocasionados pelo tráfego de veículos (rodoviários) sobre o comportamento estrutural das pontes de aço e mistas;
- Sistematizar o estudo dos principais métodos de análise dinâmica de pontes rodoviárias, desde métodos simplificados baseados na análise quasi-estática e o método de análise dinâmico contemplando a interação veículo-estrutura;

- Desenvolver e familiarizar a ferramenta e uso do “*software*” para a aplicação dos métodos referidos anteriormente;
- Desenvolver rotinas em ambiente MATLAB para aplicação de metodologias de análise da fadiga em pontes metálicas rodoviárias;

Aplicar os conhecimentos adquiridos à análise do comportamento estrutural e avaliação de efeitos de fadiga de uma ponte rodoviária:

- a) Desenvolver o modelo em elementos finitos tridimensional, subsequentemente calibrado e validado com base nos de parâmetros modais obtidos nos trabalhos desenvolvidos por Leitão (2009a), Alencar (2015) e Silva (2020);
- b) Aplicar diferentes metodologias de análise dinâmica, tendo em conta a variação de velocidade de passagem do veículo e irregularidades da pista;
- c) Avaliar o dano acumulado por fadiga da estrutura, tendo em conta os dados reais referentes à passagem do volume de tráfego.

## **Metodologia**

O processo de desenvolvimento da metodologia de análise dinâmica para a avaliação do comportamento dinâmico vibracional em pontes rodoviárias de aço e mistas, tendo em conta o fenômeno de interação dinâmica veículo-estrutura, pode ser dividido e/ou apresentados em quatro fases, que são descritos detalhadamente logo abaixo:

### **Fase I - Desenvolvimento de modelos numéricos**

Os modelos numéricos de interesse da presente pesquisa são desenvolvidos em elementos finitos utilizando o *software* de cálculo estrutural ANSYS. Dada a vasta informação disponível voltada a ferramentas de modelagem que o programa possui em sua biblioteca; estas são aproveitadas para a modelagem dos modelos em elementos finitos.



Fase II – Comparação e comprovação da boa coerência no método de tensões estruturais, com base nos resultados de ensaios experimentais de vigas com detalhes semelhantes ao da ponte típica mista do manual de pontes e viadutos do Centro Brasileiro de Construção em Aço – CBCA.

Fase III - Implementação de uma ferramenta computacional para simulação da interação dinâmica veículo-estrutura.

A terceira fase da pesquisa, consiste em implementar o aplicativo computacional VBI que detém um algoritmo eficiente para a modelagem e simulação do fenômeno de interação dinâmica veículo-estrutura, considerando as irregularidades não determinística do pavimento. A automatização deste processo de análise é realizada com o auxílio de programas complementares, ou seja, os seus códigos são desenvolvidos no ambiente MATLAB, isso para, através de *scripts* de comandos para acessar as funcionalidades de simulação em elementos finitos, interagir precisamente com o programa ANSYS.

Fase IV – Implementação do aplicativo para a avaliação do dano por fadiga

É implementado um programa numérico computacional desenvolvido para cálculos rápidos utilizando o método de acumulação de danos. Com base no programa computacional desenvolvido na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, foi possível ajustar as curvas S-N implementadas na calculadora de danos por fadiga. Tudo isso, deveu-se a pretensão de oferecer aos engenheiros uma forma mais eficiente e prática de avaliar os danos por fadiga de estruturas de aço e mistas.

## **Estrutura do conteúdo da tese**

A presente tese foi estruturada em sete capítulos, de forma a sintetizar e pormenorizar as atividades desenvolvidas para cumprir com os objetivos propostos. Desse modo, em seguida é descrita sumariamente cada um dos capítulos supracitados:

No primeiro capítulo é realizado uma introdução geral da pesquisa desenvolvida, apresentando informações de natureza histórica relacionado as pontes rodoviárias de aço e mistas existentes na rede rodoviária brasileira, isso, de modo a

contextualizar e justificar o assunto abordado, assim como os objetivos gerais e específicos, a metodologia a utilizar e a estrutura de organização do conteúdo da tese.

No segundo capítulo apresentam-se os conceitos básicos para o estudo de irregularidades, definindo assim as suas origens e os aspectos influenciadores da mesma. Além disso, é acrescentada a abordagem dos conceitos de deterioração progressiva do pavimento conforme os aspectos de rugosidade e das cargas dos veículos. Os principais coeficientes e as escalas adotadas na medição das irregularidades no sentido longitudinal da pista o são definidos e apresentados de maneira detalhada.

No terceiro capítulo, é introduzido os conceitos de análise e verificação de projetos de fadiga em estruturas de aço e mistas, e seus diferentes regimes, designadamente os métodos baseados na acumulação de dano. Além disso, é apresentado também um breve resumo das principais normas para análise de fadiga, a nível internacional, com foco nas metodologias, especificações e formulações vigentes.

No quarto capítulo, é apresentada a metodologias de análise de fadiga, de acordo com as normas em vigor e a literatura técnica mais recente. Inicialmente, é descrito os carregamentos e cenários de tráfego, em seguida é descrita da forma como as normas abordam as análises dinâmicas. A continuação é feita referência à determinação das tensões atuantes e resistência, e o conceito de dano e da forma como este é calculado. Em seguida, é apresentada a metodologia avançada, que consiste na aplicação do método *hot-spot*, principalmente a estratégia de extrapolar das tensões adotadas.

No quinto capítulo, procede-se a descrição de dois projetos típicos de pontes rodoviárias mistas adotados como caso de estudo desenvolvidas por Pinho & Bellei (2007, 2020). Em seguida é realizada a comparação a nível de comportamento estrutural entre ambos os projetos desenvolvidos numericamente em elementos finitos, ao ponto ser selecionado para as demais avaliações o Projeto I de 2007 (PINHO; BELLEI, 2007).

No sexto capítulo, apresentam-se os conceitos básicos para o estudo dos efeitos dinâmicos nos sistemas veículo-pontes, com destaque à sua importância, a descrição dos parâmetros que influenciam de certo modo às respostas dinâmicas, os aspectos correlatos, a modelagem numérica em elementos finitos dos modelos, o estudo das metodologias numéricas para a resolução dos problemas dinâmicos e uma

breve revisão dos aspectos normativos a considerar durante o processo de análise dinâmica do sistema estrutural. Ainda neste capítulo, apresenta-se o desenvolvimento de uma metodologia para a análise dinâmica do sistema estrutural do caso de estudo, considerando o fenômeno de interação veículo-estrutura, para o qual é realizada inicialmente uma abordagem dos aspectos voltadas a implementação da ferramenta computacional VBI que possui um algoritmo de contato que permite resolver problemas de interação dinâmica veículo-estrutura em modelos de elementos finitos, considerando a irregularidade da pista, desenvolvido no ambiente do *software* MATLAB. Entretanto, o capítulo compreende também o caso de estudo, desde a caracterização da estrutura até a região de determinação das tensões *hot-spot* num dado detalhe com junta soldada. Ou seja, é apresentado o modelo em análise e identificando os locais mais críticos para a análise de fadiga. São então descritos no submodelo de elementos finitos os caminhos de interpolação que evidenciam à aplicação do método de tensão *hot-spot*. Seguidamente, descreve-se o desenvolvimento de uma metodologia para o cálculo rápido dos danos com base em um aplicativo numérico computacional.

No sétimo capítulo, são apresentados os resultados das análises dinâmicas e avaliação de fadiga do modelo global-local em elementos finitos, assim como as discussões. É realizada inicialmente a validação da metodologia e os resultados, comparando os resultados obtidos por via da análise quasi-estática com os obtidos das análises dinâmicas. Partindo dos históricos de tensões obtidas previamente no modelo global e no submodelo, apresentam-se os danos individuais de fadiga devido a cada passagem de veículo a cada velocidade. Por fim, é calculado o dano acumulado, e estimado o tempo de vida em fadiga da obra de arte.

No oitavo capítulo, são apresentadas as conclusões gerais obtidas na presente pesquisa, bem como as sugestões para o desenvolvimento de trabalhos futuros.

# 1 IRREGULARIDADES E DETERIORAÇÃO PROGRESSIVA DA PISTA

## 1.1 Introdução

Dada a grande importância que têm as obras rodoviárias, tornou-se necessário estabelecer indicadores de qualidade do pavimento, pois a qualidade do pavimento pode ser entendida como a capacidade estrutural do pavimento em suportar os carregamentos que atuam sobre o mesmo, mas também, se pode entender como o conforto que os usuários sentem ao viajarem de veículos ou outros meios de transportes sobre o pavimento. Nesse contexto, vários pesquisadores e engenheiros, incluindo Sayers *et al.* (1986) e Silva, (1996), desenvolveram diversas publicações técnicas, nas quais se apresenta o Índice de Rugosidade Internacional (IRI) como parâmetro utilizado para a medição das irregularidades longitudinais no rolamento da pista que indica a condição do pavimento.

Desse modo, torna-se importante dizer que na atualidade, para a medição do parâmetro em questão (IRI), existem vários equipamentos que podem ser usados para medir a IRI, entre os quais está o smartphone, que através de um aplicativo de medição, torna-se um equipamento que facilita significativamente o cálculo das regularidades superficiais dos pavimentos. Dada a diversificação ou variedade dos equipamentos, surge a incerteza de saber o quão confiáveis são os resultados fornecidos pelos equipamentos. Diante disso, no presente Capítulo abordar-se-á sobre os conceitos e atualizações em termos de pesquisas do IRI no domínio do tempo, suas possíveis origens e as outras formas de medições.

Posteriormente, desenvolver-se-á o conceito de deterioração progressiva do pavimento, expondo a definição dos principais coeficientes relacionados ao tema de Índice de Rugosidade, Coeficiente de Rugosidade e Carga Equivalente de Eixo Único. Não obstante a isso, serão também apresentadas as escalas adotadas na presente pesquisa para a medição das irregularidades longitudinais tendo em vista as diretrizes adotadas pelos seguintes países: Espanha, EUA, Brasil, Chile, Honduras e Uruguai.

## 1.2 Pavimento

### 1.2.1 Aspectos conceituais

Como se sabe, um pavimento é constituído por um conjunto de camadas ou capas sobrepostas relativamente horizontais, sendo tecnicamente projetadas e construídas com materiais apropriados e devidamente compactados. Essas estruturas estratificadas repousam sobre o subleito de um(a) caminho/via obtida por terraplanagem no processo de exploração e devem resistir adequadamente às tensões que os repetidos carregamentos de tráfego rodoviário transmitem durante o período para o qual a estrutura foi projetada (LAURA; GUZMÁN, 2016).

Nesse contexto, o processo de pavimentação tem como objetivo primordial garantir a eficácia da trafegabilidade, sobretudo dos veículos em qualquer época e condições climáticas do ano, oferecendo, portanto, aos usuários conforto ao rolamento e segurança (BERNUCCI *et al.*, 2008). Vale destacar que o solo no seu estado natural não possui capacidade de suporte suficiente para resistir à repetição de cargas de roda sem que sofra deformações significativas. Portanto, tal como já referido no parágrafo anterior, se faz necessária a elaboração detalhada e rigorosa de uma estrutura construída sobre o subleito que assume a responsabilidade de suportar os diferentes carregamentos ou cargas dos veículos, e, não obstante, por distribuir as solicitações às suas diversas camadas e ao subleito.

Quanto às características que o pavimento deve possuir para garantir ou cumprir adequadamente as suas funções, em seguida são destacados os (oito) requisitos de maneira resumida: i) ser resistente à ação de cargas impostas pelo trânsito; ii) ser resistente aos agentes atmosféricos; iii) apresentar uma textura de superfície adaptada às velocidades previstas de tráfego de veículos, tendo em vista a sua influência decisiva na segurança rodoviária. Além disso, deve ser resistente a desgaste produzido pelo efeito abrasivo dos pneus dos veículos; iv) deve apresentar uma regularidade superficial, que permita um adequado conforto para os usuários, em função dos comprimentos de onda das deformações e da velocidade de circulação; v) deve ser durável; vi) apresentar condições adequadas de drenagem; vii) deve ser

econômica (acessível); viii) deve ter a cor certa ou adequada para evitar reflexos e ofuscamento e oferecem segurança de trânsito adequado.

### 1.2.2 Conceito de irregularidade longitudinal dos pavimentos

A irregularidade longitudinal de um pavimento é definida na literatura como o conjunto dos desvios da superfície deste em relação a um plano de referência que afetam a qualidade de rolamento e a ação dinâmica das cargas sobre a rodovia (PATERSON, 1987). E de acordo com Da Silva, (2020), a mesma é caracterizada por ser uma grandeza física mensurável, seja direta ou indiretamente, que possibilita uma melhor avaliação de custo operacional dos veículos, conforto, segurança, velocidade de percurso e economia das viagens.

Em outras palavras, se pode dizer que ao se tratar do ponto de vista do usuário, o estado da superfície do pavimento é o mais importante, já que os defeitos ou irregularidades superficiais da pista, ou pavimento são percebidos com extrema facilidade, pois afetam diretamente seu conforto no ato da trafegabilidade. Do ponto de vista do veículo, se pode dizer que o mesmo também sofre as consequências desses defeitos (irregularidade) quando o conforto é prejudicado.

De acordo com Bernucci *et al.* (2008), o efeito da passagem dos veículos nos pavimentos no decorrer do tempo também provoca alterações que deterioram seu estado de superfície e causam desconfortos crescentes aos usuários. No caso do exposto pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT, (2006), o conceito de irregularidade longitudinal de um pavimento consiste no conjunto dos desvios da superfície do pavimento em relação a um plano de referência, onde, esses desvios tendem a prejudicar a qualidade do rolamento e a ação dinâmica das cargas sobre a via e os componentes dos veículos. Em seguida é apresentado na Figura 3, a modo de exemplo, os diferentes níveis de condições de irregularidades de um pavimento.

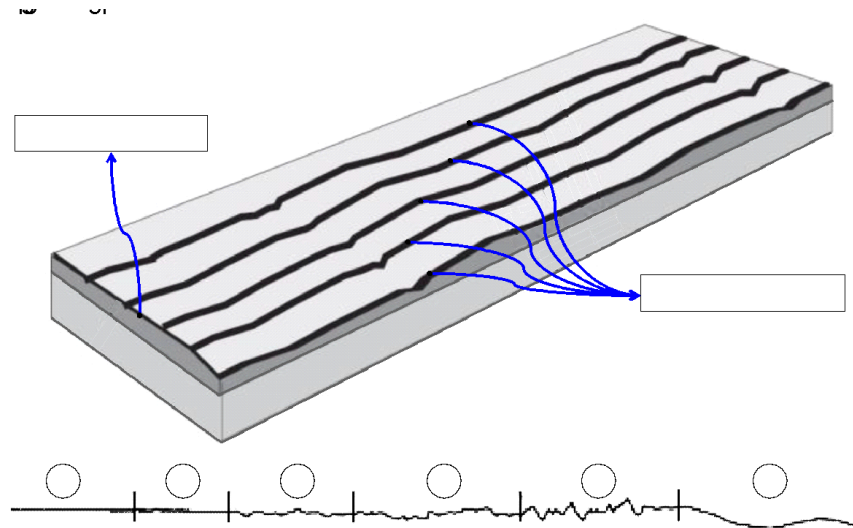


Figura 3 – Exemplo de diferentes níveis de irregularidades de um pavimento [Adaptado de Douangphachanh (2014)].

Quanto ao índice para classificação das condições da superfície do pavimento, o DNIT (2009) recomenda a utilização do IRI, que será detalhadamente abordado na seção 2.4.1. Entretanto, importa destacar que a irregularidade longitudinal, apresenta várias particularidades, dentre as quais, se pode demonstrar que, a partir de um valor inicial, referente a função do processo construtivo, a irregularidade passa a assumir valores crescentes em decorrência da ação do tráfego, do clima e de outros fatores de deterioração. Em seguida é apresentado na Figura 4 um exemplo do crescimento da irregularidade longitudinal.

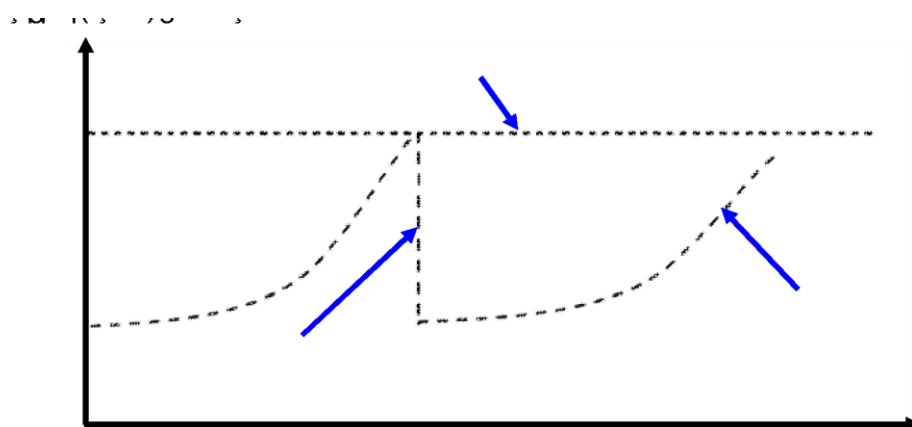


Figura 4 – Exemplo do crescimento da irregularidade longitudinal; ou ciclo de vida do pavimento [Adaptado de Kerali, Odoki e Stannard (2000)].

### 1.2.3 Origem da irregularidade longitudinal dos pavimentos

De acordo com o DNIT (2009), a irregularidade longitudinal nos pavimentos normalmente pode ter origem na fase de processo construtivo, tendo em vista as imperfeições ocorridas durante o referido processo, ou também podem ter origem nos possíveis problemas que podem ocorrer após a construção, como, portanto, resultado da atuação do tráfego, do clima, dentre outros diversos fatores que causam degradação do pavimento longitudinalmente.

Tal como já referido no item anterior, as condições da superfície do pavimento são normalmente alteradas com o passar dos anos devido à contínua solicitação imposta pelo tráfego, principalmente de veículos, através das permanentes deformações, localizadas ou não localizadas na superfície do pavimento (DA SILVA, 2020). Para além da contínua solicitação, considera-se também a elevada contribuição de fatores ambientais para o surgimento e aumento da irregularidade longitudinal ao longo do tempo, já que, a combinação da água das chuvas com as solicitações impostas pelo tráfego enfraquece significativamente a ligação entre o ligante betuminoso e o agregado, desagregando o revestimento asfáltico do pavimento (YSHIBA, 2017).

### 1.2.4 Aspectos influenciados pela irregularidade longitudinal

É sabido que a irregularidade é um dos fatores que influi significativamente na interação da superfície da pista com os veículos, gerando, portanto, efeitos sobre os próprios veículos, sobre os passageiros e motoristas, e sobre as cargas transportadas, tendo em vista que aumenta a ação das cargas dinâmicas dos veículos sobre a superfície do pavimento e, em decorrência, acelera conseqüentemente a deterioração de estrutura, que no caso em questão é o pavimento.

De acordo com o Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos do DNIT (2006), é possível verificar que a irregularidade do perfil longitudinal tem influência nos aspectos que são descritos em seguida:



- a) Interação da superfície da via com os veículos, gerando efeitos sobre os veículos, sobre os passageiros e sobre as cargas transportadas;
- b) Custo operacional dos veículos e sobre as viagens, afetando sua segurança, seu conforto e sua velocidade;
- c) Dinâmica dos veículos em movimento, aumentando o seu desgaste e causando também, prejuízos à sua condução;
- d) Aumento da ação das cargas dinâmicas dos veículos sobre a superfície do pavimento acelerando o desgaste da sua estrutura. No caso de pontes, dependendo do grau de irregularidade, o aumento das cargas dinâmicas pode acarretar esforços maiores do que os previstos em projeto;
- e) Efeitos adversos sobre a drenagem da superfície do pavimento, à medida em que propicia a formação de poças d'água que vão afetar negativamente a segurança e o desempenho da rodovia.

Com relação à perspectiva particularmente do usuário, o estado da superfície do pavimento ou da pista é extremamente importante, já que os defeitos ou irregularidades nessa superfície de pavimento são perceptíveis e afetam seu conforto. Nesse contexto, quando o conforto no usuário é prejudicado, o veículo também sofre as consequências desses defeitos, isso porque, essas consequências geram maiores custos operacionais, relacionados à manutenção dos veículos, com consumo de combustível e de pneus, com o tempo de viagem, entre outros. Portanto, atender o conforto ao rolamento também significa economia nos custos de transporte rodoviários.

### **1.3 Definição do conceito de deterioração progressiva do pavimento**

A deterioração do pavimento consiste na alteração produzida na superfície de uma pista, visualmente detectável e produzida por um defeito de construção ou pela ação do tráfego e/ou ações climáticas (SABOGAL, 2005). O grau de deterioração de um pavimento é função do tipo de defeito observado, sua gravidade e sua densidade

(ou área afetada do pavimento). A estrutura de um pavimento está sujeita a diversos fatores que modificam sua condição (ISAAC; MAGNO, 2019). De acordo com o Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos do DNIT (2006), os pavimentos são concebidos para durarem um determinado período ou “ciclo de vida”, no qual o pavimento inicia em uma condição ótima ou próxima da perfeição até alcançar uma condição ruim. O decréscimo da condição ou da serventia do pavimento ao longo do tempo é conhecido como deterioração do pavimento.

Desse modo, sabe-se que diversos fatores podem influenciar diretamente à velocidade da deterioração, entre eles: as condições ambientais, a capacidade de suporte do pavimento e do subleito, a qualidade dos materiais utilizados e do processo construtivo, o volume de tráfego e a carga por eixo, respectivamente.

A progressão da deterioração do pavimento normalmente segue uma trajetória não linear. Durante a fase inicial de deterioração do pavimento, que pode durar até a terça parte do ciclo de vida da estrutura, as rodovias pavimentadas bem projetadas sofrem uma deterioração pouco visível. Nesse contexto, depois da referida fase inicial, a deterioração da rodovia é permanentemente crescente, lenta a princípio, mas acelerando rapidamente quando atinge o estado regular. É nessa fase que se deve realizar ou tomar as medidas importantes de conservação da estrutura de pavimento, pois, caso contrário, pode isto resultar em uma estrutura com poucos anos de vida útil, ou até mesmo provocar uma falha estrutural extrema tendo em vista o mau estado que a mesma venha a atingir. A Figura 5 apresenta de maneira simplificada a evolução da deterioração de rodovias pavimentadas.

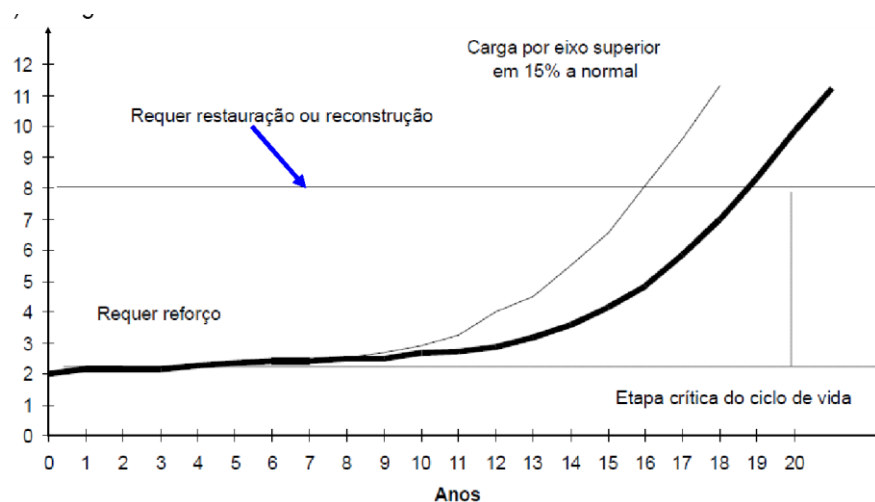


Figura 5 – Exemplo de evolução da deterioração em rodovias pavimentadas [Adaptado do Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos da DNIT (2006)].

A deterioração progressiva do pavimento é o fenômeno que rege a mudança da condição do pavimento, sendo de fundamental importância defini-la para que seja possível entender e quantificar o desempenho da pavimentação. De acordo com alguns autores, sobretudo com Rodrigues (1991), os pavimentos se deterioram por meio dos seguintes aspectos:

- i) Formação e crescimento de fissuras nas camadas de revestimento, decorrentes da fadiga provocada pela repetição das cargas de tráfego, conforme ilustrada em forma de aclaração na Figura 6a;
- ii) Geração de afundamentos em trilha de roda ou ondulações na superfície em decorrência do acúmulo de deformações plásticas em todas as camadas, sob a repetição das cargas de tráfego (ver Figura 6b);
- iii) Desgaste em decorrência da abrasão provocada pelos veículos, acelerado pelo intemperismo, levando à queda do coeficiente de atrito, conforme ilustrado na Figura 6c;
- iv) Envelhecimento do ligante betuminoso por oxidação (ver Figura 6d).



a) Fissuras decorrentes de fadiga



b) Afundamento em trilha de roda



c) Desgaste por abrasão



d) Trincas decorrentes da oxidação do ligante betuminoso

Figura 6 – Representação dos defeitos ou deterioração percebidas nos pavimentos (DNIT/TER-005, 2003).

Diante do exposto acima, o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT) denomina como defeitos de superfície as deteriorações na superfície dos pavimentos asfálticos que podem ser identificados a olho “nu” e classificados segundo uma terminologia normatizada (DNIT/TER-005, 2003). O estudo correlato ao levantamento dos defeitos ou deformações de superfície, têm por objetivo a avaliação do processo de conservação dos pavimentos asfálticos, promovendo o rigoroso e detalhado diagnóstico da situação funcional do pavimento por formas a buscar uma possível solução tecnicamente adequada e, em caso de necessidade, indicar a melhor alternativa de restauração da estrutura de pavimento.

Quanto ao desempenho adequado do pavimento, o mesmo está relacionado com a sua capacidade de suporte e durabilidade, que deve ser compatível ao padrão da obra e ao tipo de tráfego, bem como ao conforto e a segurança dos usuários. Sendo assim, o projeto de pavimentação deve cumprir tanto demandas estruturais quanto funcionais. Nesse sentido, particularmente no Brasil, inúmeros são os casos de inspeções em obras de artes rodoviárias que registram situações nas quais a pavimentação ou o pavimento da ponte não atende às demandas esperadas de projetos.

Nesse contexto, vários autores, entre os quais Silva e Souza (2018) realizam vários estudos das manifestações patológicas, e particularmente os autores citados realizam estudos sobre a ponte Senador Fábio de Lucena, que se encontra localizada na cidade de Manaus, no estado de Amazonas. Entretanto, os autores destacam que a estrutura analisada sofre com a falta de manutenção tanto preventiva, quanto corretiva. Desse modo, a mesma estrutura apresenta inúmeras patologias que comprometem o seu desempenho e a sua funcionalidade. Em seguida são apresentadas na Figura 7 as irregularidades observadas na pista de rolamento, onde se pode observar o concreto à mostra, isso por falta de asfalto no local. Mais adiante (na Figura 8) é apresentado o desgaste das juntas de dilatação provenientes da falta de manutenção no pavimento.

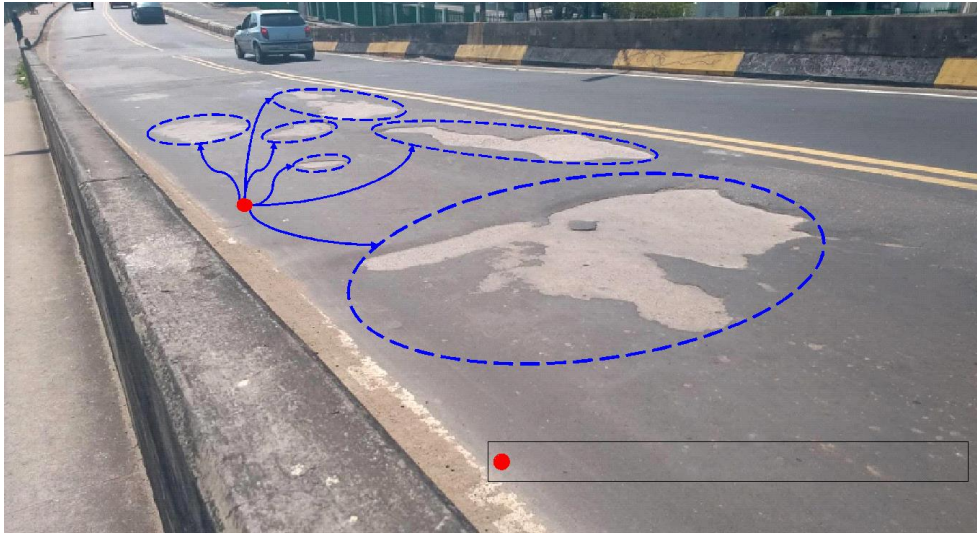


Figura 7 – Irregularidades do pavimento da ponte Senador Fábio de Lucena: Manaus, AM [Adaptado de Silva e Sousa, (2018)].

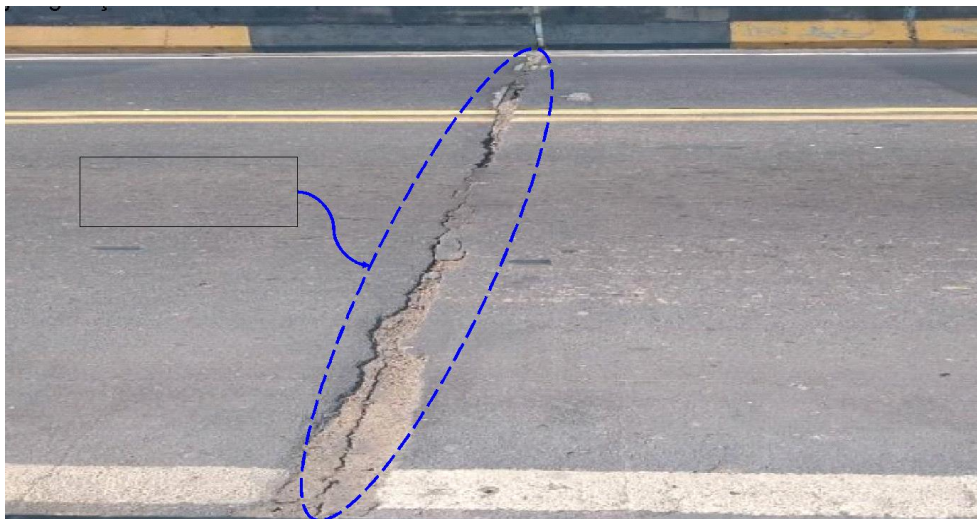


Figura 8 – Juntas de dilatação com desgaste na ponte Senador Fábio de Lucena: Manaus, AM [Adaptado de Silva e Sousa, (2018)].

Sobre o controle no processo de deterioração progressiva do pavimento, é considerado um conjunto de atividades necessárias para garantir o desempenho de maneira satisfatória, e, além disso, garantir o prolongamento da vida útil do projeto de pavimento, a um custo o mais compensador possível. Tal como já referido na presente seção, inclusive ilustrado na Figura 7 e 8, onde se pode verificar a falta de “controle” e/ou do cumprimento da programação das ações previamente estabelecidas de projeto que garante a realização das atividades de forma rigorosamente correta e no tempo estimado.

## 1.4 Definição dos principais coeficientes

### 1.4.1 Índice de Rugosidade Internacional (IRI)

Embora se tenha citado o IRI em alguns itens, vale recordar que com o objetivo de unificar os diferentes parâmetros utilizados em diferentes países para determinação da regularidade da superfície dos pavimentos (pistas), realizou-se no Brasil em 1982, o projeto denominado *International Road Roughness Experiment* (IRRE), promovido pelo Banco Mundial; em que participaram várias equipes de pesquisa do Brasil, Estados Unidos, Inglaterra, Bélgica e França. No projeto em questão, realizou-se estudo de medição controlada da regularidade da superfície de pavimentos para um número (várias) de pistas sob diferentes condições e com uma variedade de instrumentos e métodos. Com base no projeto em questão, selecionou-se um parâmetro de medição de rugosidade superficial, que satisfaz plenamente os critérios de ser estável ao longo do tempo, transferível e relevante, denominado Índice de Rugosidade Internacional – IRI, ou em língua inglesa; *International Roughness Index* (BADILLA; ELIZONDO; BARRANTES, 2008).

Desse modo, de acordo com Arriaga *et al.*, (1998), o IRI foi proposto pelo Banco Mundial em 1986 como um padrão estatístico de rugosidade e serve como parâmetro de referência na medição da qualidade do rolamento de uma pista. O IRI tem suas origens em um programa norte-americano chamado *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP) e é baseado em um modelo chamado "*Golden Car*" descrito no relatório NCHRP 228 do mesmo programa.

O IRI é o primeiro índice de perfil amplamente utilizado, no qual o método de análise é adaptado para trabalhar com diferentes tipos de equipamentos de medição de rugosidade e pode ser considerado como uma propriedade de um perfil de estrada/pista. Quantos às equações matemáticas de análises, foram desenvolvidas e testadas/avaliadas para minimizar os efeitos de alguns parâmetros de medições de perfil, tais como, o intervalo de amostragem.

O cálculo do IRI é baseado em um modelo matemático denominado "*Quarter-Car*". Nesse sentido, o sistema "*Quarter Car*" calcula a deflexão da suspensão de um sistema mecânico simulado como uma resposta semelhante à do passageiro. Os

deslocamentos da suspensão do modelo são acumulados e divididos pela distância percorrida para dar o IRI, em unidades de m/km, mm/m, etc. Em seguida, na Figura 9 são apresentadas as características dos pavimentos em função da faixa de variação dos valores do IRI, em diversas situações de acordo com as experiências recolhidas pelo Banco Mundial em vários países, destacando que a irregularidade longitudinal é medida ao longo de uma linha imaginária, paralela ao eixo da estrada (pista) e, em geral, coincidente com as regiões de trilhas de roda, podendo em alguns casos haver o interesse de melhor detalhar o perfil, levantando-o em diversas linhas paralelas imaginárias.

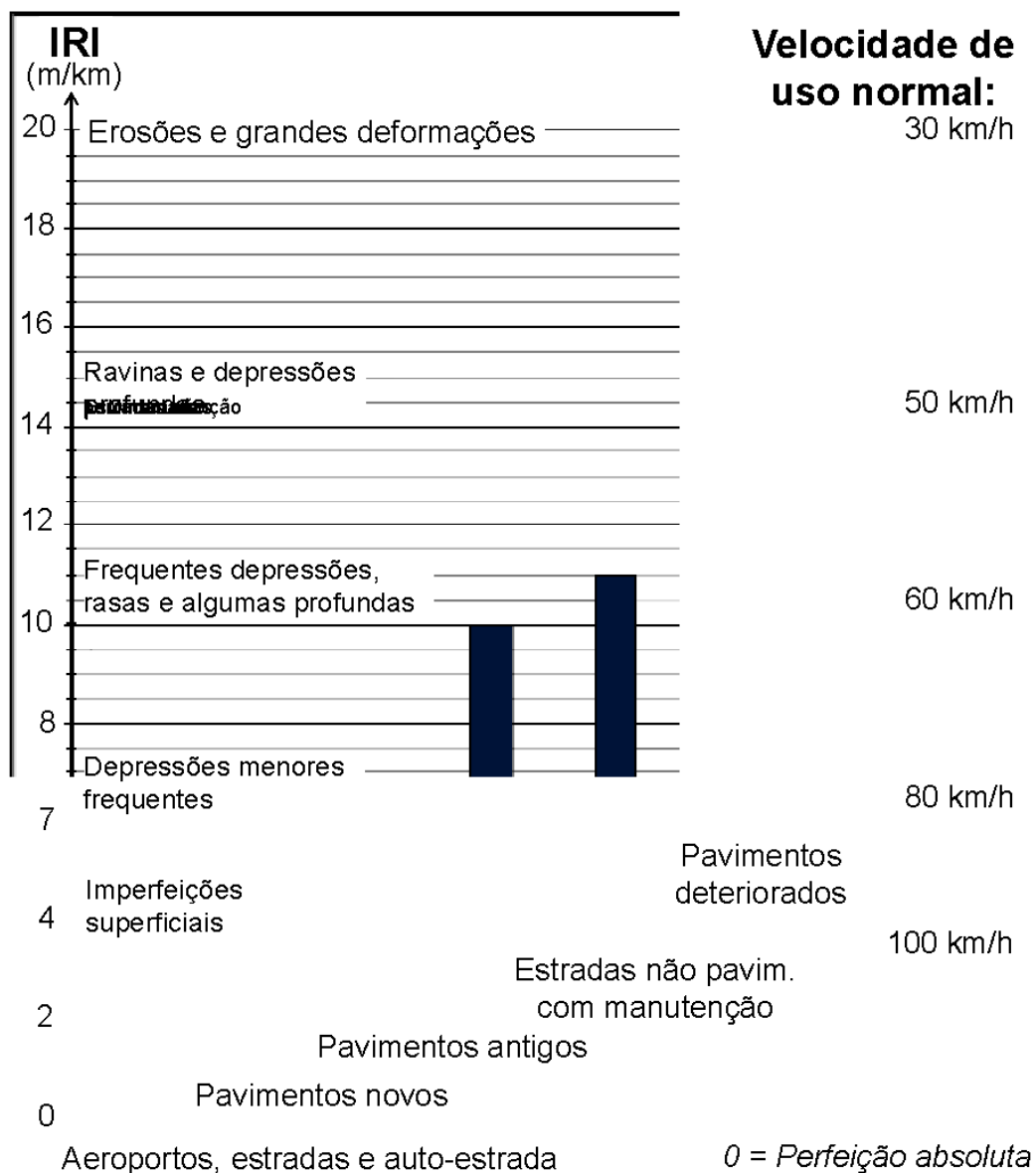


Figura 9 – Faixa de variação dos valores do IRI usado pelo Banco Mundial [Adaptado de Sayers e Karamihas, (1998)].

Quanto às diretrizes técnicas para a condução e calibração das medições de rugosidade, estas foram publicadas por via de uma circular pelos autores, Sayers *et al.* (1986), na qual o IRI, passou a ser utilizado como método padrão mundial pelo qual o perfil longitudinal da estrada pode ser analisado indiscutivelmente em todos os países. Nesse contexto, se pode salientar que, por exemplo; o valor igual a três para o IRI representa o mesmo grau de irregularidade em quase todos os países, seja no Brasil, no Chile, nos Estados Unidos ou em outros. Porém, cada país estabelece o seu limite de aceitabilidade, considerando, além das condições específicas, o grau de importância atribuído pelos usuários à irregularidade quanto às avaliações dos pavimentos como tal.

As faixas de classificação dos pavimentos quanto à irregularidade longitudinal, em IRI, em função da qualidade do rolamento proporcionado por estas vias para diversos países, são apresentadas na Tabela 1, onde se verifica, portanto, a variabilidade na adoção de limites de aceitabilidade de um país para outro.

Tabela 1 – Faixas de classificação com base no Índice de Rugosidade Internacional - IRI [Adaptada de Farias e Souza, (2002)].

Classificação	Brasil	EUA	Espanha	Chile	Honduras	Uruguai
Excelente	< 2,5	0 - 0,95	0 - 1,5	---	---	0 - 3,2
Bom	2,5 - 3,0	0,95 - 1,5	1,5 - 2,5	0 - 3,0	0 - 3,0	3,2 - 3,9
Regular	3,0 - 4,0	1,5 - 2,7	2,5 - 4,0	3,0 - 4,0	3,5 - 6,0	4,0 - 4,6
Ruim	4,0 - 5,0	>2,7	> 4,0	> 4,0	> 6,0	> 4,6
Péssimo	> 5,0	-	---	---	---	---

Segundo o autor Da Silva, (2020), relata em sua pesquisa que, no que se refere à acessibilidade por parte dos usuários da via, é perceptível o maior rigor adotado por países desenvolvidos como EUA e Espanha, que para classificar o pavimento como excelente com base no IRI adotam as faixas: 0 - 0,95 e 0 - 1,5, respectivamente. Enquanto no Brasil, por exemplo, desde que o IRI seja inferior a 2,5, o pavimento é classificado como excelente, pois proporciona conforto aos usuários.



Desse modo, as irregularidades da pista consistem em uma grandeza física direta ou indiretamente mensurável, que por sua vez permite uma melhor avaliação de custo operacional dos veículos, conforto, segurança, velocidade de percurso e economia das viagens (ALENCAR, 2015).

Com base nas pesquisas publicadas por diferentes autores, tais como; Almeida (2006), Amorim (2007), Leitão (2009a) e Santos (2020), se pode dizer que o surgimento das irregularidades obedece a diferentes razões; elas podem ser fruto do processo construtivo da ponte, fruto da incidência do tráfego ou até mesmo resultado dos fatores ambientais, tais como: a combinação da água das chuvas e as elevadas variações de temperatura que, em conjunto com as solicitações impostas pelo tráfego, podem provocar deformações plásticas no revestimento asfáltico, e, conseqüentemente, diminuir a capacidade de suporte do pavimento.

A distribuição do perfil irregular do pavimento é considerada segundo modelo randômico com base na densidade espectral do pavimento. Em outras palavras, a rugosidade da superfície é geralmente definida como uma expressão de irregularidades da superfície, e é o principal fator que afeta a resposta dinâmica de veículos e pontes, conforme abordado por Silva e Roehl (1999). Os tipos de pavimentos escolhidos para a análise são de qualidade boa e ruim, observando-se que essas categorias são definidas segundo a classificação das irregularidades do pavimento que pode ser encontrada nos autores Almeida (2006), Amorim (2007) e Santos (2020). No que tange à modelagem das irregularidades não determinísticas, o ponto de partida desta abordagem é a representação da função das irregularidades,  $r(x)$ , com base em seu espectro complexo de Fourier. A Figura 10 ilustra um modelo aleatório de irregularidade definido pela função  $r(x)$ .

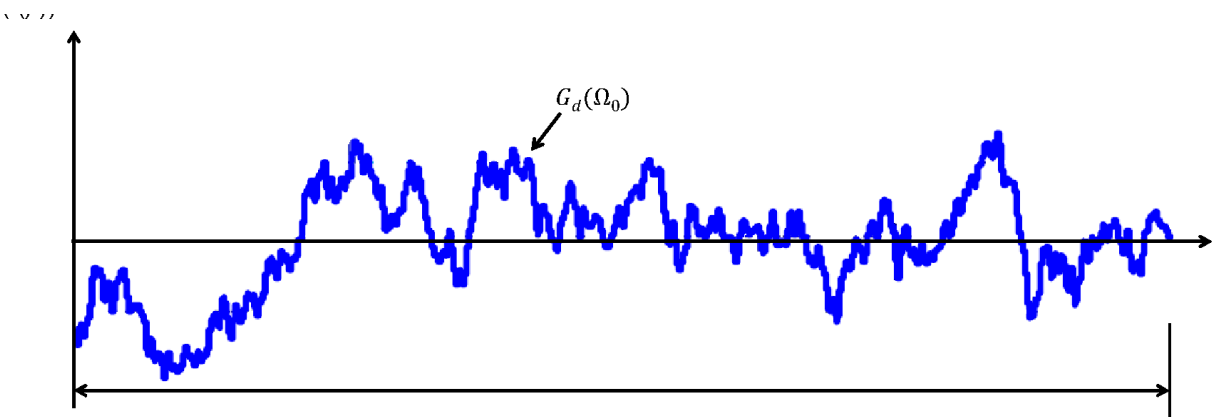


Figura 10 – Função de irregularidade não determinística, (ALENCAR, 2015).

Desse modo, para a gerar um conjunto de amostras de irregularidades, deve-se discretizar a função  $r(x)$ , no sentido de aproximar a distribuição das mesmas por uma série finita de harmônicos, conforme a Equação 1.

$$r(x) = \sum_{i=1}^N \sqrt{2 \times \Delta\Omega \times G_d(\Omega_i)} \times \cos(2\pi \times \Omega_i x + \theta_i) \quad (1)$$

Onde,

$r(x)$ : Amplitude real da rugosidade da superfície do pavimento;

$\theta_i$ : Ângulo de fase aleatória uniformemente distribuída de 0 a  $2\pi$ ;

$G_d(\Omega)$ : Função de densidade espectral de potência (PSD) ( $\text{cm}^3/\text{ciclo}$ ) para a elevação da superfície da estrada;

$(\Omega_i)$ : Número de onda (ciclos/m).

A função PSD para rugosidade da superfície do pavimento foi desenvolvida pelos autores Dodds & Robson (1973), conforme apresentado na Equação 2.

$$G_d(\Omega_i) = G_d(\Omega_0) \left( \frac{\Omega_i}{\Omega_0} \right)^{-2} \quad (2)$$

Onde,

$\Omega$ : Frequência espacial do harmônico do pavimento/(ciclos/m);

$\Omega_0$ : Frequência de descontinuidade de  $1/2\pi$  (igual a 1 rad/m);

$G_d(\Omega_0)$ : Coeficiente de rugosidade da estrada ( $\text{m}^3/\text{ciclo}$ ) ou Coeficiente de Rugosidade do Pavimento (RRC);

Diante disso, um aspecto interessante referente à modelagem das irregularidades de um pavimento é que para se determinar a densidade espectral das mesmas,  $G_d(\Omega_i)$ , faz-se necessária a determinação de um coeficiente de amplitude,

$G_d(\Omega_0)$ . Este coeficiente de amplitude representa o volume das irregularidades em relação a uma superfície perfeitamente plana, sendo seus valores expressos em  $\text{cm}^3/\text{m}$  para uma frequência básica das irregularidades equivalente a uma por metro e ondulabilidade da pista igual a dois (FERREIRA, G., ALENCAR, G., SILVA, J.G.S., JESUS, A., 2017). O coeficiente  $G_d(\Omega_0)$  é determinado em função da qualidade do pavimento, conforme ilustra a Tabela 2. Vale destacar que as irregularidades da pista são definidas segundo o modelo não determinístico com base na densidade espectral do pavimento. Adota-se para as irregularidades 65 aleatórias uma distribuição normal e um processo randômico fracamente estacionário de segunda ordem.

Tabela 2 – Classificação das irregularidades do pavimento com os valores médios de  $G_d(\Omega_0)$  para diferentes níveis de qualidade da rugosidade (em  $\text{cm}^3$ ).

Qualidade do pavimento	Limite inferior	Valor médio	Limite superior
Excelente	0,5	1	< 2
Boa	2	4	< 8
Médio	8	16	< 32
Ruim	32	64	< 128
Muito Ruim	128	256	< 512

#### 1.4.2 Coeficiente de rugosidade (RRC)

Com intuito de definir de maneira prática e simplificada a resistência ao rolamento do pavimento, deve-se, inicialmente, considerar que tipo de medida física pode ser utilizada para medir essa variável. A energia, por exemplo, não é uma medida física prática para ser utilizada em uma medição padrão. Entretanto, a medição da dissipação de calor em um pneu, embora não seja impossível, é um tanto quanto impraticável tendo em vista a sua complexidade.

Desse modo, sabe-se que a medida mais relevante e prática de ser usada neste contexto é baseada na força necessária para mover o pneu rolante na direção desejada de projeto. No entanto, essa força dependerá necessariamente da carga aplicada à roda e, portanto, ao pneu considerado para a realização do estudo.

O modelo matemático de deterioração dos pavimentos é de extrema importância, visto que auxilia consideravelmente no processo que visa considerar os danos da superfície da pista devido os carregamentos e/ou corrosões. Desse modo, Paterson & Attoh-Okine (1992) desenvolveram um modelo matemático de deterioração considerando o Índice de Rugosidade (IRI), com os valores a qualquer momento após o serviço de superfície da estrada sendo calculados usando as Equações 3, 4 e 5, extraídas na norma AASHTO (1993) e nos trabalhos desenvolvidos por Kwon & Frangopol (2010) e Alencar (2018a).

$$IRI_t = 1,04 \times \eta^t \times [IRI_0 + 263 \times (1 + SNCSNC)^{-5} \times (IRI_0)_{IRI}] \quad (3)$$

$$(IRI_0)_{IRI} = f_d \times \frac{IRI_0}{10} \times 10^{-6} \quad (4)$$

$$IRI_t = IRI_0 \times \frac{(1 + \alpha)^t - 1}{\ln(1 + \alpha)} \quad (5)$$

Onde,

$IRI_t$ : Valor de IRI no domínio do tempo  $t$ ,

$IRI_0$ : Valor inicial da rugosidade (após a conclusão da construção e antes da abertura do tráfego) tomado como 0,90 m/km (ALENCAR *et al.*, 2018b);

$t$ : Tempo em anos;

$\eta$ : Coeficiente ambiental que varia de 0,01 a 0,7 que depende de condições secas ou úmidas, congelantes ou não congelantes, geralmente adotadas iguais a 0,10 para pontes expostas em condições ambientais gerais (adotou-se 0,10);

$SNCSNC$ : Parâmetro estrutural, depende da carga e espessura do pavimento (adotou-se para este caso 4);

$(CESAL)_t$ : Valor estimado do número de tráfego em termos de carga acumulativa de eixo único equivalente, AASHTO (1993) de 80 kN (18 kips) no tempo  $t$ , em milhões;

$f_d$ : Percentual de utilização do tráfego na faixa;

$n_{tr}(t)$ : Estimativa de tráfego acumulado para o ano  $t$  calculado pela Equações 5, proposta por Kwon & Frangopol (2010);

$F_{Ei}$ : Fator de equivalência de carga (também chamado de ESAL), depende do tipo de pavimento (flexível ou rígido), do valor de  $Pt$  que varia de acordo com o tipo de rodovia analisada, o número estrutural do pavimento e o carregamento axial do eixo do veículo base (AASHTO, 1993);

$N_{obs}$ : Número de veículos observados por ano, adotou-se categoria de tráfego 2 [fluxo mediano Eurocode 1, (2003)];

$\alpha$ : Caracteriza o aumento do tráfego anual em %.

Desse modo, usando a Equação 3 proposta por Zhang, Cai e Pan (2013) que correlaciona o coeficiente de rugosidade RRC ao índice de rugosidade IRI<sub>t</sub>, se pode calcular o coeficiente de amplitude usado na Equação 6, permitindo, portanto, a simplificação do cálculo a partir da formulação, sem precisar recorrer aos valores apresentados na Tabela 2.

$$RRC_t = 6,1972 \times 10^{-9} \times \exp[1,04 \times IRI_t / 0,42808] + 2 \times 10^{-6} \quad (6)$$

É importante ressaltar que, consoante o tempo de pesquisa, descobriu-se uma relação aproximadamente linear entre resistência ao rolamento e o carregamento de roda. Como as cargas das rodas podem variar sob diferentes condições, a constante denominada coeficiente de rugosidade (RRC), como mencionado, foi criada para relacionar a característica dos pneus à resistência ao rolamento da estrada. O mesmo

coeficiente, por sua vez, depende de vários parâmetros dos pneus e da superfície da estrada (DA SILVA, 2020).

O RRC classifica as condições de irregularidades da pista como sendo do tipo excelente, boa, média, ruim e muito ruim (ver Tabela 3). A Organização Internacional de Normalização, que na língua inglesa traduz-se como *International Organization for Standardization* – ISO 8608 (1995), utiliza o coeficiente RRC para definir a classificação da rugosidade do pavimento.

Tabela 3 – Classificação da rugosidade com base no RRC (ISO 8608, 1995).

Classificação da rugosidade	Intervalo de RRCs
Excelente	$2 \times 10^{-6}$ a $8 \times 10^{-6}$
Boa	$8 \times 10^{-6}$ a $32 \times 10^{-6}$
Média	$32 \times 10^{-6}$ a $128 \times 10^{-6}$
Ruim	$128 \times 10^{-6}$ a $512 \times 10^{-6}$
Muito ruim	$512 \times 10^{-6}$ a $2048 \times 10^{-6}$

#### 1.4.3 Carga de eixo padrão equivalente (ESAL)

Importa inicialmente recordar que os pavimentos são normalmente projetados para suportar um certo número de cargas durante sua vida útil. Desse modo, as estradas são normalmente sujeitas a vários tipos de veículos de diferentes configurações e características diferentes no que se refere a carregamentos. A carga equivalente é um meio de equacionar o efeito da carga de tráfego (danos no pavimento) causado por diferentes configurações de eixos que carregam pesos diferentes. Com base no procedimento do guia de projeto da AASHTO de 1993 (*American Association of State Highway and Transportation Officials*), essas configurações e cargas variadas são equiparadas aos danos causados por um único eixo (com pneus duplos em cada lado) com uma carga de 80 kN por meio de um fator de equivalência de carga ( $F_{EC}$ ).

O  $F_{EC}$  de qualquer eixo é definido como a razão entre o dano por passagem do eixo em questão vs o dano por passagem de uma carga padrão, onde de acordo com os resultados da Associação Americana de Rodovias Estaduais Oficiais (AASHTO), o efeito de irregularidade para uma passagem de um eixo de qualquer carga pode ser representado por um número de eixo único equivalente, que geralmente de 80 kN. (DA SILVA, 2020).

Como os pavimentos com diferentes capacidades estruturais respondem de forma diferente a uma determinada carga por eixo, para uma faixa de capacidades estruturais haverá uma faixa correspondente de  $F_{EC}$  para a mesma carga por eixo. Desse modo, os  $F_{EC}$  podem ser calculados para pavimentos flexíveis e rígidos, para diferentes capacidades estruturais (número estrutural – NE, para pavimentos flexíveis ou espessura de laje/tabuleiro para pavimentos rígidos), para diferentes cargas e tipos de eixo (simples, tandem, triplo e quádruplo) e para uma gama ou série de níveis de capacidade de serviço do terminal. Se proporciona a soma de  $F_{EC}$  para várias configurações de eixos em termos do número de cargas equivalentes por eixo único (ESAL - *Equivalent Single Axle Load*).

Apesar de que os  $F_{EC}$  forneçam um meio de expressar níveis equivalentes de danos entre eixos, é mais conveniente expressar esses danos em termos da quantidade média de danos infligidos por um determinado veículo. Sendo assim, o  $F_{EC}$  de cada eixo em um veículo pode ser somado e expresso como a quantidade total de danos de uma passagem daquele veículo. Isso é conhecido e/ou chamado de fator ESAL de veículo, que é o número médio de aplicações ou solicitações do ESAL por veículo. Se pode calcular um fator ESAL de caminhão para cada classificação de caminhão ou como uma média para todos os caminhões em um determinado fluxo de tráfego. Em outras palavras, se pode dizer que a partir de então, a variação do tráfego e os volumes previstos de tráfego em determinadas estradas são calculados ou estimados em termos de ESAL.

De acordo com o procedimento de projeto de pavimento do Departamento de Transporte da Virginia (DTV), conhecido na língua inglesa como *Virginia Department of Transportation's*, para todos os pavimentos novos e reabilitados baseado no guia para projetos de estruturas de pavimentos (AASHTO, 1993), o DTV subdivide o tráfego em três categorias, que são: veículos de passageiros ou ligeiro, caminhões de unidade única e caminhões combinados. No caso dos fatores ESAL do veículo para pavimento rígido e flexível, usados pelo DTV, estes se tornam úteis para caracterizar

um fluxo de tráfego se somente se conhece a porcentagem dos vários tipos de veículos.

Nesse contexto, é possível subdividir o fluxo total de tráfego em 13 classes de veículos conforme especificado pela Administração Federal de Estradas [*Federal Highway Administration*] (FHWA, 2001), e atribuir um fator ESAL de veículo para cada classificação. Essa subdivisão adicional oferece uma representação mais precisa dos efeitos do fluxo total de tráfego. No entanto, esse tipo de informação não é frequentemente usado em projetos de pavimentos DTV, mesmo que os dados de distribuição de tráfego estejam disponíveis, pois nenhum fator ESAL de veículos foi desenvolvido para esse conjunto maior de classificações de veículos.

Desse modo, o conceito de ESAL foi aplicado às equações de projeto desenvolvidas pela AASHTO e a metodologia de cálculo a ser seguida é apresentada no Apêndice D do Guia de Projeto para Estruturas de Pavimento (AASHTO, 1993). Em seguida é realizado dois exemplos de cálculos do ESAL para pavimento flexível com base no código AASHTO (1993) de projeto, mas que antes são destacados alguns aspectos que facilitam o entendimento do método de análise de pavimentos flexíveis.

De acordo com método de análise para projeto de pavimentos rodoviários flexíveis descritos na AASHTO (2012), é importante referir que estes pavimentos são divididos em três subgrupos, que são: alto, médio e baixo. Os altos não são suscetíveis às condições climáticas do ambiente e devem ser capazes de suportar adequadamente as cargas de tráfego sem problemas de fadiga. Os pavimentos do tipo baixo apresentam superfícies de desgaste que vão desde materiais naturais soltos e não tratados até solos com superfície tratada, ou seja, são de baixo custo. O método apresentado tem em consideração os fatores, tais como: carga por eixo equivalente acumulada, módulo de elasticidade subleito ( $M_r$ ), qualidade dos materiais utilizados para construir a base e a superfície, impacto das condições ambientais, drenagem e tráfego, embora utilize o módulo de elasticidade para indicar a qualidade do subleito no procedimento de projeto, permitindo a conversão do valor CBR (*California Bearing Ratio*) do solo para um valor igual a  $10,5 \text{ N/mm}^2$  ( $M_r = 10,5 \text{ N/mm}^2$  CBR), onde CBR mede a resistência ao reforço de cisalhamento do solo e é utilizado para poder avaliar a qualidade do subleito.



A intensidade do subleito varia de uma estação para outra durante o ano. O desempenho estrutural reflete a condição física do pavimento em relação a trincas, falhas etc. O desempenho funcional reflete a capacidade da estrada de proporcionar uma condução confortável. O Índice de Manutenção ou de utilidade (PSI) é usado para quantificar o desempenho do pavimento. Expectativa e esgotamento (rachaduras e remendos) são usados para determinar o PSI ( $0 \leq \text{PSI} \leq 5$ ). Isso é dado dependendo da extensão e do tipo de fissura. O índice de serviço imediatamente após a construção de um novo pavimento é o índice de serviço inicial ( $p_i$ ) e o valor mínimo aceitável é o índice de serviço temporário ( $p_t$ ). O  $p_t$  para pavimentos flexíveis consiste em 2,5 a 3 para grandes rodovias e 2 para rodovia de baixa classificação.

Os materiais utilizados para a construção podem ser classificados em três grupos: os utilizados para a construção da sub-base, os utilizados para a base e os utilizados para a superfície. Quanto à qualidade dos materiais de construção da base, estes são dados em termos do coeficiente de camada  $a_3$  que é usado para converter a espessura real da base em uma S-N equivalente. O coeficiente da camada estrutural  $a_2$  para diferentes materiais usados é considerado para a base. Para a camada superficial, é utilizada uma mistura de cimento asfáltico e agregados densos com tamanho máximo de 25,4 mm;  $a_1$  depende do módulo de elástico.

- **Exemplo 1: Projeto de pavimento flexível com base na AASHTO**

Espera-se que o AADT - *Annual Average Daily Traffic* (Tráfego Diário Médio Anual) do primeiro ano em uma rodovia interestadual de seis faixas localizada em uma área urbana seja de 10.500 em sentido único. E que a taxa de crescimento de caminhões em uma unidade de dois eixos de 45.360 N/eixo, seja de 5% ao ano durante os primeiros 5 anos de vida útil do pavimento e aumente para 6% ao ano durante a vida útil restante do pavimento, enquanto a taxa de crescimento para todos os outros veículos seja de 4% ao ano ao longo da vida útil do pavimento. A combinação de veículos projetados no primeiro ano de operação é a seguinte:

Calcular o ESAL para 20 anos,  $P_1 = 3,5$  e  $P_2 = 2,5$ ;  $f_d = 0,7$  e  $SN = 4$

Dados:

Veículos de ligeiros 45.360 N/eixo, 83%;

Caminhões unitários de 2 eixos 45.360 N/eixo, 10%;

Caminhões monobloco de 2 eixos 5.443 kg/eixo, 5%;

Caminhões *truck* ou unitários de 3 eixos 6.350 kg/eixo, 2%.

Resolução:

Para veículos Ligeiros o AADT futuro:  $F = \theta.P.(1+a)^n$

Determinação do AADT (Tráfego Diário Médio Anual) para 5 anos.

$$F = 0,83 (10.500).(1+0,04)^5 = 10.603 \quad \text{Veículos ligeiros.}$$

$$F = 0,05 (10.500).(1+0,04)^5 = 640 \quad \text{Caminhões monobloco de 2 eixos.}$$

$$F = 0,10 (10.500).(1+0,05)^5 = 1.340 \quad \text{Caminhões unitários de 2 eixos.}$$

$$F = 0,02 (10.500).(1+0,04)^5 = 255 \quad \text{Caminhões unitários de 3 eixos.}$$

Determinação do AADT (Tráfego Diário Médio Anual) total em anos.

$$AADT_{5 \text{ anos}} = 10.603 + 1.340 + 640 + 255 = 12.838$$

Fatores de equivalência de carga para cada classe de veículo ( $p_t = 2,5$ ):

Carra de eixo ( <i>Axle load</i> )	SN (número estrutural de pavimento)
10	0,102
12	0,213
14	0,388

- Caminhão de unidade única de dois eixos (*Two axle single unit truck*)

Fator de taxa de crescimento;

Para 5 anos:

$$\bar{V} = \frac{(1 + \bar{V})^n - 1}{\bar{V}} = \frac{(1 + 0,05)^5 - 1}{0,05}$$

$$ESAL = 0,7 \times 5,53 \times 10.500 \times 365 \times 0,1 \times 2 \times 0,102 = 3,03 \times 10^5$$

Para 15 anos:

$$\bar{V} = \frac{(1 + \bar{V})^n - 1}{\bar{V}} = \frac{(1 + 0,06)^{15} - 1}{0,06}$$

$$ESAL = 0,7 \times 23,28 \times 12.838 \times 365 \times 0,104 \times 2 \times 0,102 = 16,20 \times 10^5$$

Para 20 anos:

$$\bar{V} = \frac{(1 + \bar{V})^n - 1}{\bar{V}} = \frac{(1 + 0,04)^{20} - 1}{0,04}$$

$$ESAL = 0,7 \times 29,78 \times 10.500 \times 365 \times 0,05 \times 2 \times 0,213 = 17,0 \times 10^5$$

Para 25 anos:

$$\bar{V} = \frac{(1 + \bar{V})^n - 1}{\bar{V}} = \frac{(1 + 0,04)^{25} - 1}{0,04}$$

$$ESAL = 0,7 \times 29,78 \times 10.500 \times 365 \times 0,02 \times 2 \times 0,388 = 18,60 \times 10^5$$

- Cálculo de ESAL de projeto:

$$ESAL_{\text{projeto}} = 3,03 \times 10^5 + 16,20 \times 10^5 + 17,60 \times 10^5 + 18,60 \times 10^5 = 5,50 \times 10^6$$

- **Exemplo 2:**

No primeiro ano o volume de tráfego de veículos (em AADT) para uma rodovia de 6 pistas. O pavimento com vida útil de projeto de 20 anos usa o método AASHTO. Calcule a ESAL para a pista 1 com um fator de distribuição de tráfego de 0,8 para a rodovia. Suponha uma mistura de tráfego constante de 2% de crescimento anual nos primeiros 10 anos, seguido por um crescimento anual de 35% nos próximos 10 anos. Onde  $P_t = 2,5$  e  $SN = 5$ ,  $T = 20\%$ ).

Veículo	Carga	AADT
Caminhão de 2 eixos	6.000	4.000
Caminhão de 3 eixos	10.000	3.500
Caminhão de 4 eixos	12.000	1.800
Caminhão de 5 eixos	16.000	2.000
Tandem	38.000	1.300

T: % de caminhões em AADT

Y: período de projeto

L: fator de distribuição por faixa

D<sub>e</sub>: fator de distribuição direcional

Fator de taxa de crescimento:

Para 10 anos:

$$F = \frac{(1 + 0,02)^{10} - 1}{0,02} = \frac{(1 + 0,02)^{10} - 1}{0,02}$$

Caminhão de 2 eixos:

$$ESAL = 4.000 \times 0,20 \times 0,0104 \times 2 \times 10,95 \times 0,8 \times 365 = 53.358,21$$

Caminhão de 3 eixos:

$$ESAL = 3.500 \times 0,20 \times 0,088 \times 3 \times 10,95 \times 0,8 \times 365 = 588.865,16$$

Caminhão de 4 eixos:

$$ESAL = 1.800 \times 0,20 \times 0,189 \times 10,95 \times 1 \times 0,8 \times 365 = 870.358,21$$

Caminhão de 5 eixos:

$$ESAL = 2.000 \times 0,20 \times 0,023 \times 10,95 \times 1 \times 0,8 \times 365 = 3.0983.960,40$$

Tandem:

$$ESAL = 1.300 \times 0,20 \times 1,752 \times 10,95 \times 1 \times 0,8 \times 365 = 1.456.479,40$$

Cálculo de ESAL total para  $\alpha = 0,02$  (para 10 anos):

$$ESAL_{10 \text{ anos}} = 6.952.867,80$$

ESAL total para 10 anos com  $\alpha = 0,035$ :

$$ESAL_{10 \text{ anos}} = 7.488.140,60$$

Dada as informações anteriores, se pode perceber que a presente pesquisa se baseia em todos os conceitos minuciosamente relatados nesse capítulo, a fim de avaliar de forma satisfatória o comportamento dinâmico de pontes rodoviárias mistas (aço-concreto) com base no emprego de um modelo matemático representativo da deterioração progressiva do pavimento. Em seguida são descritas as conclusões do presente capítulo (seção 2.5), de modo a condensar as informações apresentadas em formas de seções e subseções ao logo do capítulo.

## 1.5 Considerações finais

No presente capítulo, foi realizada a revisão da literatura abrangendo um período de mais de quatro décadas, proporcionando um enfoque multidisciplinar com insights sobre os conceitos e prática de determinação dos aspectos e/ou indicadores de qualidade do pavimento (IRI e RRC) sobretudo de pontes rodoviárias. Os estudos dos pavimentos individuais investigados na literatura forneceram informações valiosas sobre as características que um pavimento deve possuir por forma a garantir a sua verdadeira função (listados abaixo), assim como também a influência dos perfis longitudinais provocados pelas irregularidades.

- Quanto aos pavimentos, estes devem ser resistentes à ação de cargas impostas pelo trânsito;
- Os pavimentos devem ser resistentes aos agentes atmosféricos;
- Os sistemas estruturais em questão, devem apresentar uma textura de superfície adaptada às velocidades previstas em códigos de tráfego de veículos, tendo em vista a sua influência decisiva na segurança rodoviária. Além disso, deve ser resistente a desgaste produzido pelo efeito abrasivo dos pneus dos veículos;
- Deve apresentar uma regularidade superficial, que permita um adequado conforto para os usuários, em função dos comprimentos de onda das deformações e da velocidade de circulação;
- Em termos de vida útil, o pavimento deve ser durável, conforme estabelecido nas normas de pavimentação (DNIT, 2009);
- A estrutura de pavimentação deve apresentar condições adequadas de drenagem;
- Deve ser econômica (acessível);
- Deve ter a cor certa ou adequada para evitar reflexos e ofuscamento e oferecer segurança de trânsito adequado.

De acordo com os estudos realizados na presente pesquisa, se pode dizer que a irregularidade longitudinal influencia significativamente nos seguintes aspectos:

- Na interação da veículos-superfície, gerando efeitos sobre os veículos, sobre os passageiros e sobre as possíveis cargas transportadas;
- No custo operacional dos veículos e, sobre as viagens, afetando sua segurança, seu conforto e sua velocidade;
- Dinâmica dos veículos em movimento, aumentando o seu desgaste e causando também, prejuízos à sua condução;
- Aumento da ação dos carregamentos dinâmicos provocados pela passagem dos veículos sobre a superfície acelerando o desgaste da sua estrutura do pavimento. Dependendo do grau de irregularidade, o aumento das cargas dinâmicas pode acarretar esforços maiores do que os previstos de projeto.

Com base no estudo realizado, foi possível realizar exemplos de determinação de ESALs para pavimento flexível, mostrando a influência significativa da carga veicular no projeto de pavimento, tendo em vista que a carga veicular real aumenta em relação ao projeto do pavimento convencional, já que aumenta os fatores de conversão para eixos equivalentes. Nisso, ao aumentar o ESAL da via e os eixos equivalentes o número estrutural varia. Então, as deformações que o pavimento pode apresentar, mostram pontos críticos onde a camada asfáltica pode passar da faixa elástica, provocando, portanto, possíveis diferentes tipos de falhas.

## 2 ANÁLISE E VERIFICAÇÃO DE PROJETO À FADIGA

### 2.1 Introdução

Com base à natureza dinâmica dos carregamentos que atuam nos sistemas estruturais de pontes rodoviárias mistas (aço-concreto), os elementos estruturais e as ligações dessas obras de arte estão sujeitos à variação cíclica de cargas e consequentemente de tensões e deslocamentos. Mesmo que a tensão máxima de um ciclo não ultrapasse a tensão de escoamento do material, elementos estruturais ou suas ligações podem falhar após um determinado número de aplicações de variações de tensão (ciclos) causados pelas diferentes amplitudes dos carregamentos originados pelo tráfego de veículos (LEITÃO et al., 2011).

As obras de arte rodoviárias mistas (aço-concreto) podem estar sujeitas a defeitos nos materiais de seus elementos estruturais, tais como descontinuidades mecânicas e metalúrgicas, sendo micro trincas e defeitos de solda os casos mais comuns. Estes defeitos causam o início da fissuração do material desses elementos estruturais, que quando sujeitos a ações dinâmicas, encontram-se submetidos ao fenômeno da fadiga e podem vir a produzir a concentração de fraturas e consequente propagação destas, certamente podendo afetar a estabilidade de modo local ou global da obra de arte, ou até mesmo reduzir a sua vida útil de maneira significativa.

De acordo com Murakami (2019), o modelo nominal S-N utiliza as tensões nominais na avaliação relacionadas à resistência global à fadiga para elementos com ou sem cantos vivos, onde existe uma concentração de tensões. Na grande maioria dos casos, o método preferido na avaliação da vida útil à fadiga em estruturas submetidas a carregamentos móveis é o da vida útil em função da tensão (*stress-life*, S-N). A razão principal disso é pela sua facilidade de aplicação e pelo fato de ser o método indicado pela maioria das normas para cálculo de estruturas de aço (DA SILVA, 2014).

Na atualidade, dentre os vários métodos para a determinação física da fadiga, o mais utilizado e com menor custo, é o método elementar da inspeção visual. Nele, necessita-se de profissionais experientes e com conhecimento específico do comportamento da estrutura em análise para identificação de fraturas e ainda para



identificar os locais de maior concentração de tensões, de maior importância no sistema estrutural, assim como soldas e ligações em elementos estruturais.

Nesse contexto, é fundamental que se conheça/domine profundamente o fenômeno de fadiga, seus fatores de influência, definições e cargas. Esses conhecimentos mostram que as classificações de tensão máxima determinam em grande parte a vida à fadiga de uma conexão específica. No caso de uma estrutura de seção oca (a modo de exemplo), que são muito utilizadas no setor offshore, nas ligações ou juntas a rigidez ao redor da interseção não é uniforme, o que produz uma distribuição não uniforme das tensões. É importante referir também que esta distribuição de tensões não uniformes depende do tipo de carga (axial, flexão no plano, flexão fora do plano), bem como da conexão (tipo e geometria). Portanto, há uma grande variedade de casos. É por esta razão que o comportamento de fadiga é geralmente tratado de forma diferente do que, por exemplo, de juntas soldadas entre placas, que é o que mais abordaremos na presente pesquisa. Com o método em questão (método  $\Delta\sigma$ -N), pode ser determinado o comportamento à fadiga. Os diferentes métodos de tensão no domínio do número de ciclos ( $\Delta\sigma$ -N), são baseados em experimentos que fornecem os gráficos  $\Delta\sigma$ -N, com uma variação de tensão definida  $D_s$  no eixo vertical ("Y") e o número de ciclos N para um critério de falha especificado no eixo horizontal ("X").

Entretanto, com base no código IIW (2016) na abordagem de tensão nominal, as tensões são calculadas na ausência de qualquer concentração de tensão associada ao detalhe estrutural local e à solda. Sendo assim, a mesma abordagem possui algumas desvantagens, dentre as quais estão: i) não é possível definir tensão nominal razoável devido à geometria complexa; ii) os dados de teste de fadiga adequados geralmente não estão disponíveis para grandes articulações, sobretudo as tubulares complexas como as de sistemas de estruturas offshore. Por essa razão, a abordagem de tensão nominal é dificilmente utilizada para determinação da tensão nas regiões críticas, porém a tensão nominal é um importante parâmetro para determinação do fator de concentração de tensão e pode ser determinada usando mecânica estrutural baseada em comportamento linear (ÁVILA, 2021).

Entretanto, se pode dizer que, para se conhecer de forma mais precisa o impacto da fadiga em estruturas metálicas, se faz necessária à aplicação de ensaios que modelem da forma mais real possível o comportamento das cargas e dos

elementos estruturais submetidos às mesmas. Ao longo dos anos diversas pesquisas nesse sentido levaram ao conceito de variação de tensão e de ciclos, expressos através de curvas S-N obtidas experimentalmente, de forma a estimar de uma maneira mais precisa a vida útil dessas obras de arte. Entretanto, neste item se introduz o conceito de fadiga e seus diferentes regimes e enfoques, além de um breve resumo das principais normas para análise de fadiga, a nível internacional, com foco nas metodologias, especificações e formulações vigentes.

## 2.2 Fadiga estrutural

### 2.2.1 Aspectos conceituais

Normalmente, as estruturas metálicas quando sujeitas a ciclos repetidos de tensão ou deformação podem estar sujeitas a ruptura do material que as compõem, ou seja, sujeitos a fratura por fadiga. A passagem de veículos ou comboio de veículos trafegando sobre pontes rodoviárias mistas provocam em todo sistema estrutural, devido à característica dinâmica desses carregamentos, uma variação de tensões e deslocamentos ao longo do tempo de utilização da ponte.

Todas as peças estruturais metálicas sujeitas às variações de tensão ao longo do tempo podem sofrer fratura por fadiga. Tais ciclos de tensão podem ser provocados por carregamentos diversos e podem provocar variações de tensões diversificadas. As diferentes formas de carregamento das estruturas podem provocar diferentes tipos de ciclos de tensão, como ciclos só em tração, só em compressão, ciclos alternados entre tração e compressão, ciclos com tensões repetidas, ciclos com tensão flutuante, ciclos com características pulsativas etc. A modo de ilustração, são apresentados em seguida os ciclos de tensão, onde a Figura 11a mostra o gráfico de tensão reversa, que é chamada desta forma tendo em vista os valores iguais no que se refere a tensão de tração e de compressão; a Figura 11b expõe o gráfico de tensão de tração, ou seja, todas as tensões que oscilam entre o valor máximo e o mínimo são positivas; e no caso do gráfico da Figura 11c, o mesmo representa tensões positivas e negativas, tal

como o primeiro caso (ver Figura 11a), mas com diferenças entre os valores de tensão de compressão e os valores de tensão de tração.

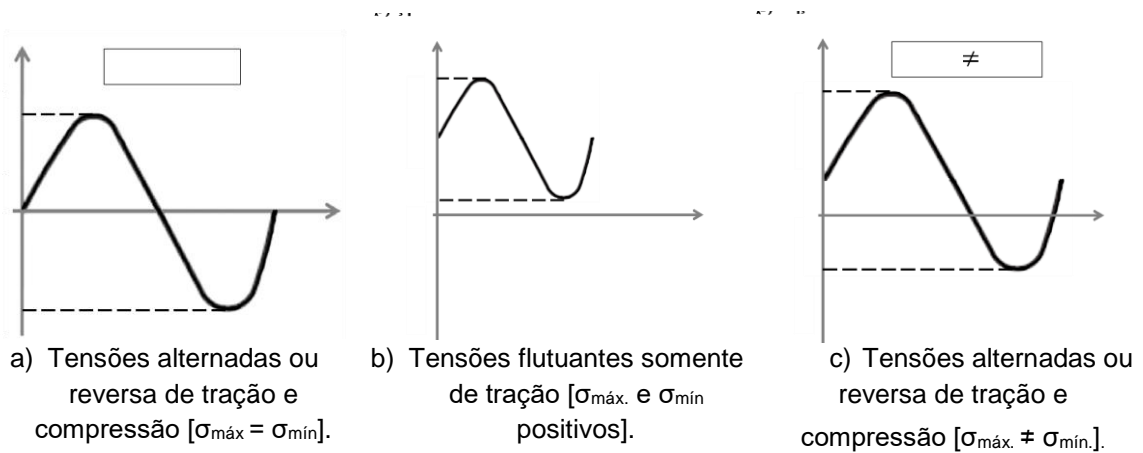


Figura 11 – Tipos de ciclos de tensão [Adaptado de Da Silva (2014)].

Nesse contexto, é importante ressaltar que de forma geral, os ciclos de tensão no domínio do tempo são divididos entre ciclos com tensões de amplitude constante e com tensões de amplitudes variáveis. Sendo assim, a resistência à fadiga de um componente soldado é definida como a variação de tensão ( $\Delta\sigma$ ) que, flutuando com uma amplitude constante, tal como exposto anteriormente, dá origem à falha do componente após um número especificado de ciclos (N). A variação de tensão é a diferença (do ciclo) entre os pontos máximos e mínimos, onde o número de ciclos até a falha é chamado de vida em fadiga. Em seguida são ilustrados na Figura 12 e Figura 13, alguns exemplos de variações de tensão associadas a carregamentos que podem provocar a fratura por fadiga.

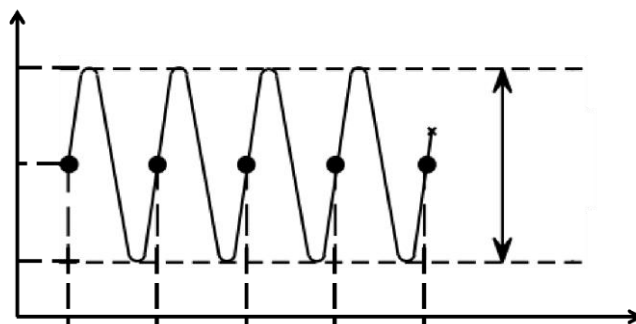


Figura 12 – Exemplo de histórico ou espectro de tensões de amplitude constante [Adaptado de ITEA (2002)].

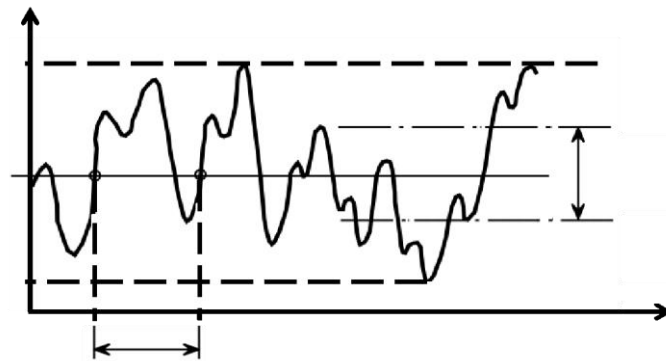


Figura 13 – Exemplo de variação ou espectro de tensão de amplitude variável [Adaptado de Proença (2018)].

### 2.2.2 Mecanismos de formação de fissuras

O fenômeno de fadiga consiste em um processo de dano localizado no material produzido por cargas cíclicas. Entretanto, isso é resultado do acúmulo de processos formados inicialmente por pequenas fissuras, pela propagação das mesmas e finalmente pelo aparecimento de fraturas. Nesse contexto, o estudo da mecânica da fratura mostra que a taxa de crescimento de uma trinca é proporcional à raiz quadrada de seu comprimento, com a mesma flutuação e o mesmo grau de concentração de tensões. Sob a ação de cargas cíclicas, deformações plásticas localizadas podem ocorrer no ponto de maior tensão localizada. Essas deformações plásticas induzem danos permanentes no material e ao desenvolvimento de fraturas. O tamanho das fraturas tende a aumentar com o aumento do número de ciclos de carregamento.

No caso do aumento da fratura, após certo número de ciclos, a mesma pode vir a causar falha da peça ou elemento metálico a ser analisado, gerando problemas no processo de utilização das estruturas em serviço. Normalmente, observa-se que o processo de fadiga envolve quatro passos, que são descritos em seguida: i) formação de núcleo de fissuração; ii) pequeno aumento nas fissuras; iii) grande aumento nas fissuras e iv) finalmente a fratura.

Fissuras aparecem, inicialmente, no plano que corta os pontos com maiores concentrações de tensão, como em descontinuidades do material, porosidades, micro trinças e defeitos de solda. O início da fissuração por fadiga geralmente ocorre na

superfície original da peça, pois a concentração de tensões é máxima nessa região (BRANCO; FERNANDES; CASTRO, 1999; LAGE, 2008).

Após o aparecimento de fissuras, as mesmas tendem a se propagar até que atinjam tamanhos críticos, causando assim instabilidade localizada e conseqüentemente influenciando no comportamento da estrutura como um todo. Diversos estudos foram realizados, comprovando danos locais e, em alguns casos, até rupturas finais, causando falha total da estrutura.

A partir da descrição de uma superfície que apresenta fraturas por fadiga, é possível identificar três etapas no processo de fadiga, que são identificados como estágios, tais como: Fase I - Início de uma trinca (também conhecida como Nucleação de Trinca por Fadiga [NTF]); Fase II - Propagação da trinca dominante (Propagação de Trinca por Fadiga [PTF]) e Fase III - Fratura Final (Fratura Repetida Devido ao Crescimento Instável da Trinca [FRDCIT]).

A fissuração por fadiga em elementos de estruturas metálicas está sempre associada ao acúmulo de deformações plásticas irreversíveis. No caso do processo de fissuração descrito abaixo, são aplicadas umas amostras lisas feitas de materiais dúcteis. Na fadiga de grande ou muitos ciclos, a tensão máxima na forma de carregamento cíclico, que em última análise causa falha por fadiga, pode estar bem abaixo do limite de escoamento do material, ao ponto de não produzir uma deformação plástica em grande escala. No entanto, deformações plásticas podem se acumular em uma superfície livre como resultado de movimentos de deformação. As deformações são defeitos lineares na estrutura que podem se deslocar e se multiplicar sob a ação da tensão de cisalhamento, deixando uma deformação permanente. Destacando que o acúmulo de escoamento plástico local causa alterações na superfície, que em muitos casos são denominados de extrusões e intrusões, que são ilustrados na Figura 14.

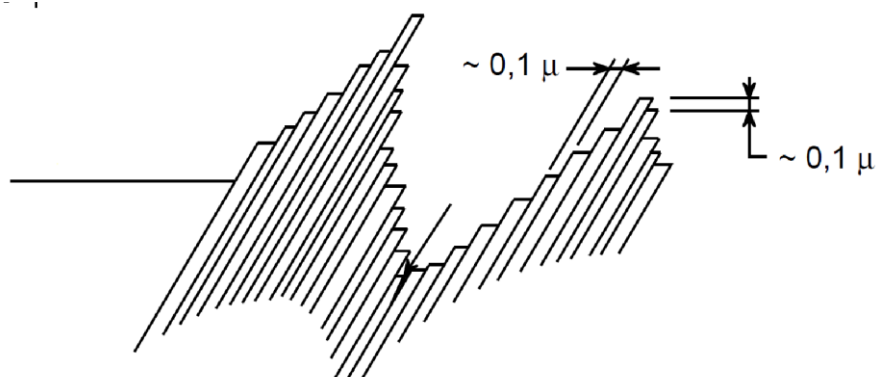


Figura 14 – Faixa deslizante com extrusões e intrusões gerado na superfície de uma placa fina submetido à tensão cíclica; a fissura começa na intrusão (ITEA, 2002).

De acordo com Dowling (2013), o parâmetro que quantifica o estado de tensão na vizinhança de uma fenda é designado como fator de intensidade de tensão, tendo como nomenclatura a letra  $K$ , expressada conforme à Equação 7. Onde,  $Y$  é um fator de correção geométrica,  $s$  é a tensão nominal e  $s$  é o comprimento da fenda.

$$K = Y \times \sigma(\pi a)^{1/2} \quad (7)$$

Vale destacar que os possíveis valores negativos de  $K$  representam as tensões de compressão que não são contabilizadas no histórico de tensões, tendo em vista que compressões têm efeito de fecho de fendas em elementos metálicos. Sendo assim, às propagações de fendas são levadas ou estimuladas por via de tensões de tração. Tal como já referido, em outras palavras conhece-se os três modos de propagação de fendas num material, que são: I) modo de abertura, II) modo de deslizamento e III) modo de corte, respectivamente (conforme ilustrado esquematicamente na Figura 15), com os correspondentes fatores de intensidade de tensão, que são:  $K_I$ ,  $K_{II}$  e  $K_{III}$ .

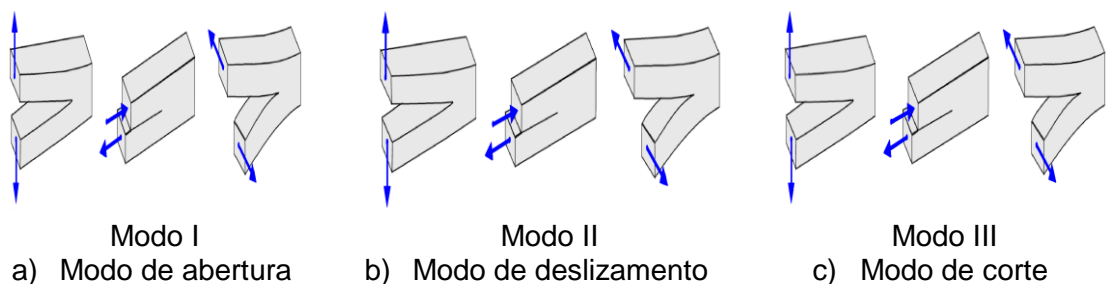


Figura 15 – Modos de abertura de uma fenda [Adaptado de Alencar (2021)].

A avaliação da análise da vida útil à fadiga por meio da teoria da mecânica da fratura é fundamentalmente baseada na relação entre a variação de intensidade de tensão ( $\Delta K$ ) [ou a diferença entre as tensões máximas e mínimas de cada ciclo] e a taxa de crescimento de fendas à fadiga ( $ds/dN$ ), expressada matematicamente na Equação 8. onde,  $C$  é uma constante e  $m$  é o declive da reta  $ds/dN$ .

$$\frac{ds}{dN} = C \times (\Delta K)^m \quad (8)$$

Em seguida é apresentado na Figura 16 de maneira detalhada, o processo de evolução ou do crescimento de uma fenda, tendo em vista todos os respectivos estágios que lhe corresponde, em função da variação de intensidade de tensão ( $\Delta K$ ).

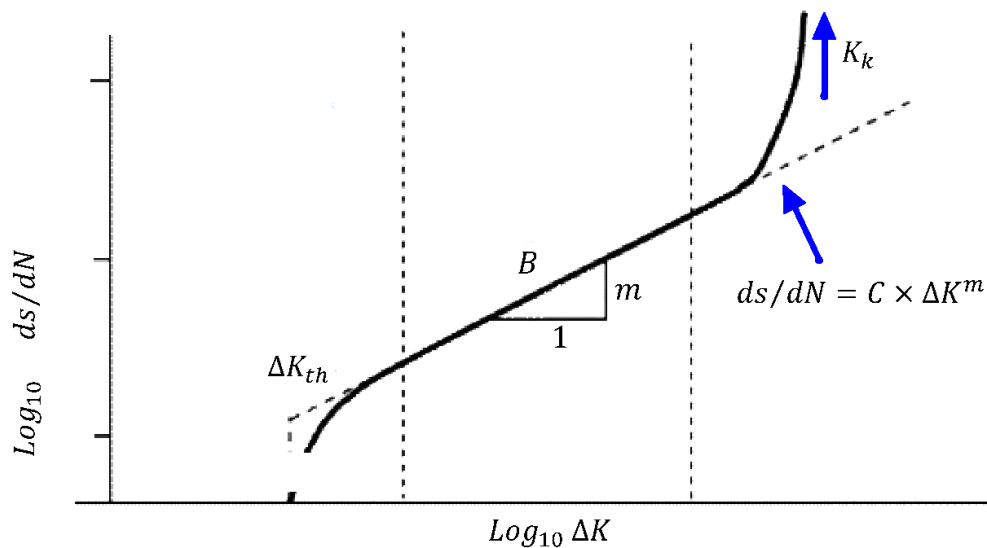


Figura 16 – Taxa de propagação de uma fenda [Adaptado de Roldan (2007)].

O aparecimento de uma fenda por fadiga dá-se, normalmente, à superfície do material, pois é aí que habitualmente se geram as tensões locais mais elevadas, dado que os cristais do material carecem de um apoio mútuo relativamente ao seu interior e existem também efeitos do meio ambiente que podem ser prejudiciais (PROENÇA, 2018). No entanto, o avanço da trinca ainda é influenciado pela orientação cristalográfica dos grãos e se propaga em um caminho em zigue-zague ao longo dos planos de deslizamento e de clivagem, de grão a grão, conforme a Figura 17. A maioria das trincas de fadiga progridem através dos limites intergranulares, conforme indicado na mesma figura. Uma vez iniciada a fenda, esta desenvolve-se gradualmente segundo um ângulo de  $45^\circ$  em relação ao plano da superfície. O crescimento da fissura desenvolve-se segundo um plano de tensão normal máximo ao ponto de até atingir um valor crítico, ocorrendo, portanto, rotura instável final quando a área é insuficiente para suportar a carga aplicada. Ou, em outras palavras, se pode dizer que, uma vez que o aparecimento da fissura está relacionado com a magnitude da tensão, qualquer concentração de tensão na forma de defeitos de

superfície pode reduzir significativamente a vida em fadiga, especialmente quando a fase de iniciação ocupa uma parte significativa da vida inteira.

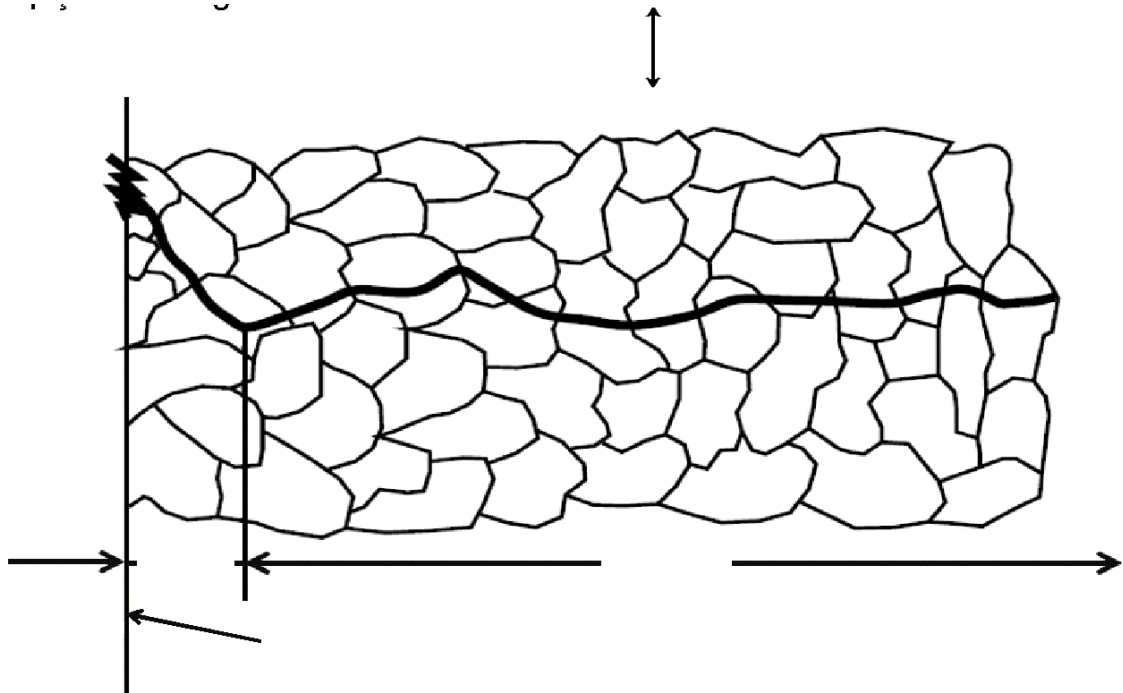


Figura 17 – Exemplo de propagação de fissura ou fenda do material na fase I e II [Adaptado do ITEA (ITEA, 2002)].

Assim, uma peça com superfície lisa e polida geralmente apresenta maior resistência à fadiga do que uma peça com superfície rugosa. A iniciação de trincas também pode ser facilitada por inclusões, que se comportam como concentradores internos de tensão. Em materiais dúcteis, as deformações da banda de deslizamento nas inclusões são maiores do que em qualquer outro, e trincas de fadiga podem iniciar aqui, a menos que outros concentradores de tensão dominem.

Uma vez que o aparecimento da fissura está relacionado com a magnitude da tensão, qualquer concentração de tensão na forma de defeitos de superfície interna ou externa pode reduzir acentuadamente a vida em fadiga, especialmente quando a fase de iniciação ocupa uma parte significativa da carga. Assim, uma peça com superfície lisa e polida geralmente apresenta maior resistência à fadiga do que uma peça com superfície rugosa. A iniciação de fissura também pode ser facilitada por inclusões, que se comportam como concentradores internos de tensão. Em materiais dúcteis, as deformações da banda de deslizamento nas inclusões são maiores do que



em qualquer outro, e trincas de fadiga podem iniciar aqui, a menos que outros concentradores de tensão dominem.

Em outras palavras, se pode dizer que o processo de propagação da fissura ocorre, em duas fases, conforme ilustrado na Figura 15, e a fase inicial I ocorre na superfície externa da peça, logo após a formação das trincas iniciais, e na fase II as fissuras tendem a se propagar internamente, de fora para dentro da peça. Essa propagação ocorre perpendicularmente à solicitação externa, onde predominam valores maiores de tensão normal.

A amplitude das tensões e a variação das mesmas associadas ao plano normal e cisalhante de tensões são os principais fatores que influenciam na propagação e na velocidade com que as fissuras se propagam na peça. Ao se falar de estruturas metálicas de pontes, os componentes estruturais localizados em regiões que apresentam maiores concentrações de tensões e conseqüentemente com variações de tensões constantes e de maior amplitude são pontos inevitavelmente mais prováveis para aparecimento de fissuras.

Importa reiterar em outras palavras que, a falha por fadiga se caracteriza pela nucleação e propagação lenta e gradual de uma trinca, levando à ruptura e ao colapso súbito do componente em estrutura metálica quando o mesmo é submetido às tensões/deformações variáveis. Dada a importância das fases ou estágios (Fase I, Fase II e Fase III) das falhas por fadiga, a seguir é apresentado e explicado detalhadamente cada uma delas:

### **Fase I: Início de fissura ou nucleação de trinca por fadiga**

Nesta fase ou neste período, ocorre a nucleação de uma ou mais trincas curtas na superfície do material devido à deformação plástica cíclica, seguida pela propagação cristalográfica das mesmas e se estendendo geralmente de 1 a 5 grãos. Essas trincas, inicialmente, não são enxergáveis ou visíveis a olho nu.

É importante destacar que, em uma escala microscópica, os componentes de metais não são homogêneos e muito menos isotrópicos. Quando são vistos em um tamanho de escala suficientemente pequeno, verifica-se que os mesmos são materiais policristalinos, formados por pequenos grãos com orientação cristalina diferente. No caso de cada grão, cada um possui uma rede cristalina ordenada, onde os átomos estão dispostos em arranjos que se repetem pela estrutura, chamados de células unitárias (TAKAHASHI, 2014). Nesse contexto, existem ao todo 14 tipos de

células unitárias que podem compor uma estrutura cristalina, onde para no caso dos metais as três principais células unitárias são; a) cúbica de corpo centrado, b) cúbica de face centrada e c) hexagonal compacta (MEYERS; CHAWLA, 2008). As redes cristalinas de cada grão possuem defeitos, que se referem a qualquer imperfeição que altere a periodicidade da rede cristalina. De acordo com os autores Meyers & Chawla (2008), a heterogeneidade que se percebe, existem não somente devido à estrutura do grão, mas também porque há presença de vazios minúsculos ou partículas com composição química diferente do restante do material. Em seguida é ilustrada na Figura 18, o arranjo das células unitárias. E para mais informações, e análise, mas profunda do que está sendo externado, recomenda-se a pesquisa dos últimos autores citados neste parágrafo.

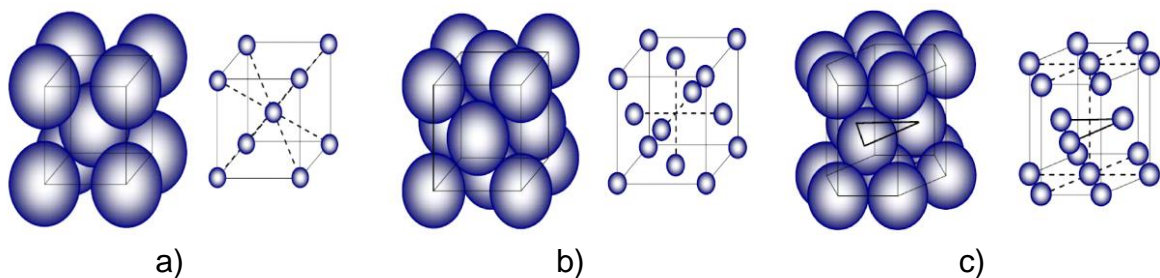


Figura 18 – Principais células unitárias em componentes de metais: a) estrutura de célula cúbica de corpo centrado, b) estrutura de célula cúbica de face centrada, c) estrutura de célula hexagonal compacta [Adaptado de Milian *et al.* (2008)].

No caso de um componente feito de metal dúctil, que não apresenta trincas após o seu processo de fabricação, não apresenta trincas na sua superfície e não apresenta trincas internas, este componente de metal é considerado como aquele que possui partículas e inclusões comuns em materiais no campo da engenharia. E quando se considera que neste mesmo componente, existam algumas regiões de concentração geométrica de tensão na superfície (entalhes), justamente em locais com significativas tensões variantes no domínio do tempo e que contenham uma componente positiva (tração), conforme ilustrado na Figura 11, se pode dizer que à medida que a tensão oscila no entalhe, as diferenças ou discordâncias presentes na rede cristalina (dentro de grãos da superfície do componente) fazem com que os átomos se movam, e com este movimento ocorre um plano atômico inteiro dentro do grão, movimentando diversos átomos (TAKAHASHI, 2014).

E quanto a movimentação dos planos de escorregamento, importa destacar que a mesma não acontece em todas as direções dentro de uma rede cristalina, já que cada rede possui determinados planos (ver Figura 19), em que nos quais os átomos tendem a se movimentar com mais facilidade. Na Fig. em questão, as setas representam as direções em que ocorre a movimentação dos planos quando submetidos a ação externa de tensão.

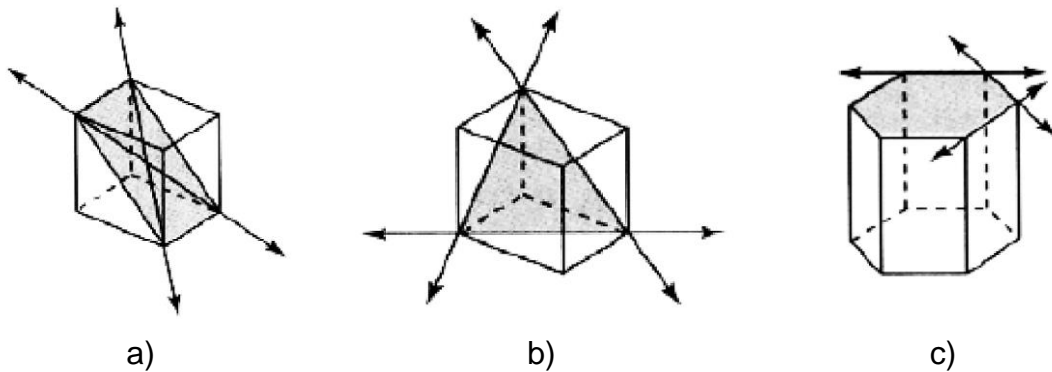
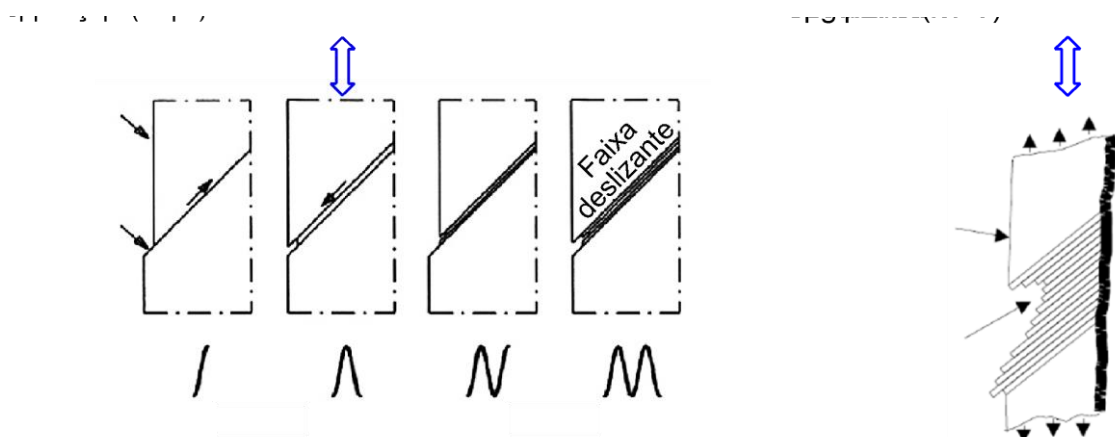


Figura 19 – Principais sistemas de deslizamento nos reticulados, com as posições nas células unitárias: a) estrutura de célula cúbica de corpo centrado, b) estrutura de célula cúbica de face centrada, c) estrutura de célula hexagonal compacta [Adaptado de Hall & Van Vlack (2000)].

Segundo Takahashi (2014), cada plano tende a se movimentar apenas uma vez, durante meio ciclo de carregamento, já que durante este período ocorre encruamento localizado entre estes dois planos, dificultando assim sua nova possível movimentação. Nesse contexto, à medida que os ciclos de tensão ocorrem, as bandas de deslizamento adicionais aparecem e agrupam-se formando intrusões e extrusões, tal como ilustrado nas Figuras 21 e 21.



a)

b)

Figura 20 – Formação de intrusões e consequentes trincas curtas, conforme a aplicação do carregamento cíclico (A banda de deslizamento formadas próximas ao plano de máxima tensão de cisalhamento dão origem às intrusões e extrusões na superfície) [Adaptado de Mentley (2013)].

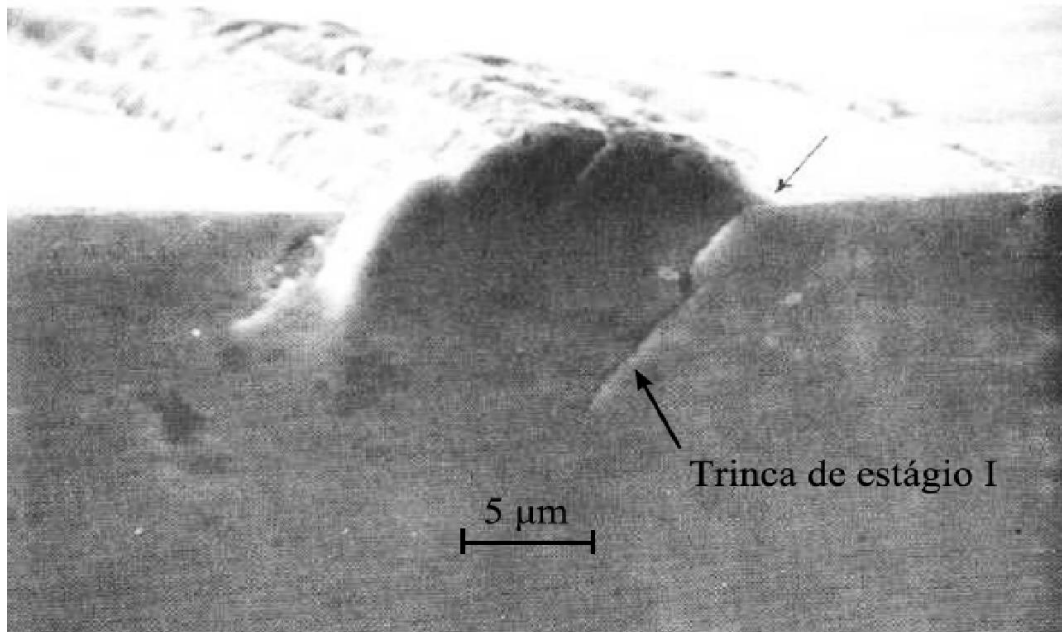


Figura 21 – Formação de intrusões e extrusões captado por microscópio eletrônico de varredura (BAO-TONG; LAIRD, 1989).

Quanto aos grãos de superfície de um componente metálico, sabe-se que existem milhares de grãos e cada um (grão) possui uma orientação de sua rede cristalina. Neste contexto, cada direção de deslizamento precisa necessariamente de uma tensão de cisalhamento mínima de modo que haja movimentação entre planos de escorregamento conforme mencionado. Em outras palavras, a trinca surge ou surgirá no grão em que houver nele coincidência entre a direção da tensão de cisalhamento aplicada e a direção do plano de escorregamento indicado conforme a Figura 19. Por esta razão, nesta fase (Fase I), poucas são as trincas na superfície de um componente metálico que crescem ao ponto de se tornarem trincas parecidas ou da Fase II (MENTLEY, 2013), conforme ilustrado na Figura 23. Desse modo, de acordo com o mesmo autor, quando um ciclo com alto valor de tensão é aplicado, a trinca se expande ao ponto de conseguir ultrapassar a barreira (ver Figura 23).

Importa referir que, as explicações dadas nesta seção 3.2.2 e apresentada nas Figuras 21, 22 e 23 partem do princípio de que o componente mecânico está sujeito

apenas a um tipo de carregamento: carregamento cíclico puramente axial, perpendicular à superfície do componente. Nesse sentido, de acordo com as explicações dadas pelos autores Socie & Marquis (2000), existem casos em que o ponto localizado na superfície se mantém sujeito a tensão em mais de uma direção como tal, por isso, este estado de tensão multiaxial também pode gerar uma trinca da Fase I, que, neste caso, pode ser de dois tipos distintos, conforme ilustrado na Figura 22. Entretanto, na fase em questão com uma trinca do tipo A, a tensão de cisalhamento atua na superfície livre na direção paralela ao comprimento da trinca. Entendendo-se, portanto, que não há tensão de cisalhamento atuando perpendicular à superfície do componente metálico. Tal como mostra a Figura 22, estes tipos de trinca, tendem a ser trincas rasas e superficiais. Ao passo que as trincas do tipo B são, em grande medida, provocadas pela tensão de cisalhamento a 45° da superfície livre; e estas trincas, no entanto, são as descritas pelo modelo de intrusão-extrusão respectivamente.

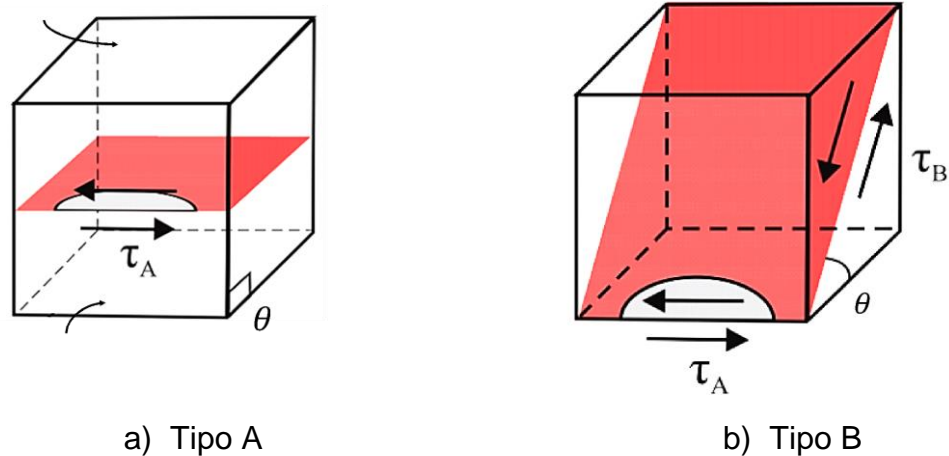


Figura 22 – Tipos de trincas na Fase I; a) Tipo A – cresce ao longo da superfície; Tipo B – cresce para dentro da superfície [Adaptado de Takahashi (2014)].

## Fase II: Propagação da trinca dominante

Normalmente, mais de uma trinca da fase I nucleiam na superfície do material cristalino, mas a maioria destas trincas param de crescer quando encontram contornos de grão ou precipitados. Entretanto, se o carregamento cíclico é alto o suficiente, então esta trinca dominante supera o primeiro contorno de grão e continua a crescer no próximo grão. Este processo se repete então até a trinca de fase I encontrar o segundo, o terceiro, e o quarto contorno de grão (LAGE, 2008). Nesta etapa de trincamento, a trinca que antes era da Fase I, agora se transforma em trinca

da Fase II. Nesta fase (Fase II), ocorre uma mudança na direção de propagação da trinca, que passa a se propagar na direção perpendicular à tensão principal máxima alternada (isto nos casos em que há apenas estado uniaxial de tensões). Entretanto, na Figura 23, descrevem-se as fases de propagação da trinca por fadiga, e a transição entre as fases I e II respectivamente. Quando comparadas, a trinca da fase II, é fisicamente maior que microestrutura do material. Ou seja, a mesma não é mais sensível a variáveis microestruturais (contornos de grão, precipitados e inclusões), tendo em vista que a zona do processo de dano (deformação plástica) se estende sobre vários grãos.

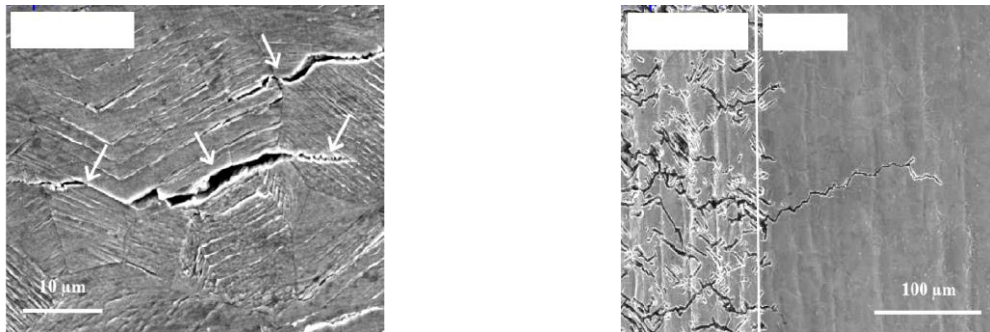


Figura 23 – Crescimento de trincas da Fase I e II; aço austenítico em fadiga por tração-compressão. Trincas curtas na superfície e trinca longa predominante na parte interna [Adaptado de Socie (2004)].

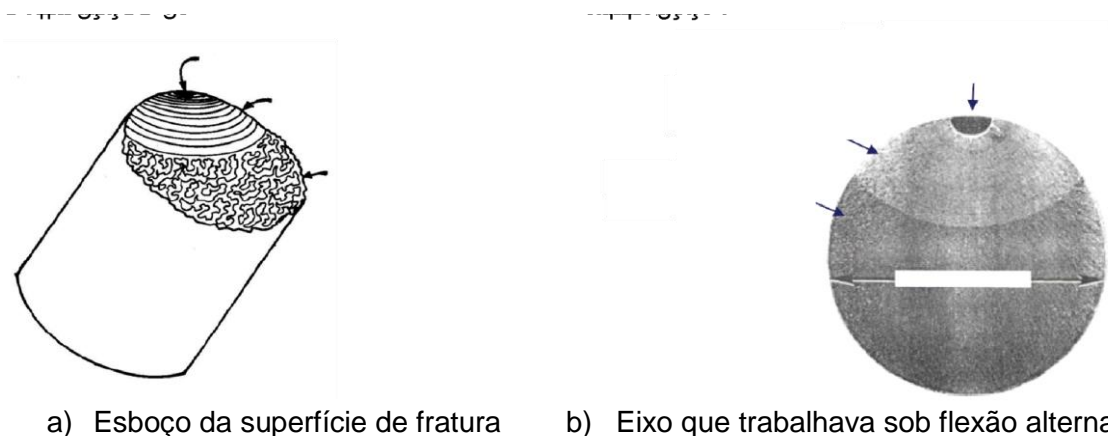
Tudo isso, resulta em uma grande concentração de tensão de tração exatamente na ponta da trinca. Ou seja, estas trincas desta fase (Fase II) não de crescer quando somente o carregamento cíclico gerar tensão de tração na ponta da trinca. Isso acontece quando a tensão máxima do carregamento cíclico (na ponta da trinca) for maior do que zero, já que a tensão de tração tende a aumentar ou a abri-la, aumentando o seu comprimento/tamanho a cada ciclo de carregamento.

Segundo Anderson (2005), a velocidade da propagação da trinca na Fase II é menor no começo ou no seu início e aumenta gradualmente, isso dependendo do quanto maior for o tamanho da trinca. As pesquisas desenvolvidas pelos autores Anderson (2005) e Mentley (2013), afirmam que, normalmente se o componente metálico possuir trincas logo após seu processo de manufatura ou após sua montagem no produto final, então a maior parte da vida do componente é gasta na nucleação da trinca (Fase I) e a menor parte na fase de propagação da trinca (Fase II). Caso contrário, então a Fase II terá uma maior duração do que a Fase I, tal como mostrado na Figura 23.

### Fase III: Fratura repentina devido ao crescimento instável da trinca

Enquanto houver aplicação de tensão à tração cíclica no componente metálico, a trinca na Fase II continuará a crescer, ao ponto de, em algum momento, o tamanho da trinca se torna suficientemente grande de maneira que o material remanescente não consiga suportar a carga aplicada, originando, portanto, em uma fratura repentina, de forma rápida e catastrófica, sem um prévio sinal de aviso.

Desse modo, é fácil saber que os exames a olho nu de peças que falharam ou falhadas por fadiga mostram um padrão típico de configuração na região da falha, conforme apresentado na Figura 24. Destacando que, na Figura 24, há uma região repleta de marcas concêntricas, que são normalmente denominadas de marcas de praia, que apontam para o local da nucleação da trinca, e uma outra região que parece opaca e áspera/rugosa, com aparência de fratura bastante frágil, que é a região onde exatamente ocorreu a fratura referente à fase em questão (Fase III).



a) Esboço da superfície de fratura

b) Eixo que trabalhava sob flexão alternada

Figura 24 – Superfícies; características de uma fratura por fadiga, com distinção da nucleação, propagação e instabilidade da trinca [Adaptado de Schijve (2009) e Meyers & Chawla (2008)].

#### 2.2.3 Regimes de fadiga

Em termos de classificação, os regimes de fadiga são identificados com base na quantidade de ciclos de tensão que são aplicadas em uma peça durante sua vida útil em serviço. A quantidade de ciclos classifica os regimes de fadiga em dois tipos, sendo um de alto ciclo (HCF) e o outro de baixo ciclo (LCF). No regime de alto ciclo, predominam tensões de baixa amplitude, deformações elásticas e um grande número

de ciclos até a falha da peça. No regime de baixo ciclo, predominam tensões de alta amplitude, conseqüentemente deformações plásticas significativas em cada ciclo e um pequeno número de ciclos até a falha da peça (TAKAHASHI, 2014).

Nesse sentido, não existe uma delimitação oficial entre o regime de alto ciclo e o de baixo ciclo. Estudos anteriores demonstram que a partir de  $1 \times 10^4$  ciclos de tensão (NORTON, 1998), já se pode considerar um regime de alto ciclo de fadiga, no qual predominantemente usam-se curvas e diagramas S-N para se analisar o impacto da fadiga e conseqüentemente a vida útil da maioria das estruturas.

Em outras palavras, se pode externar que a fadiga de baixo ciclo está relacionada à fadiga cuja vida do componente ou material é menor que aproximadamente o valor citado no parágrafo anterior, e este baixo número de ciclos se dá devido às cargas aplicadas ao material nesse regime serem altas o suficiente para deformar o material de maneira plástica (ou plasticamente) a cada ciclo realizado (CALLISTER, 2012).

A fadiga de baixo ciclo é comum, por exemplo, em componentes submetidos a variações de temperatura onde não existe espaço para a expansão térmica da peça. Nesse caso, o material passa a sofrer tensões cíclicas internas que findam por ocasionar o processo da falha. De acordo com os autores Afonso (2002), Lage (2008) e Meyers & Chawla (2008), esse regime de fadiga deve ser considerado principalmente em projetos de vasos de pressão para a indústria nuclear, turbinas a vapor, entre outros tipos de elementos mecânicos sujeitos a flutuações de temperatura.

É importante dizer que no processo do surgimento do fenômeno de fadiga de baixo ciclo, o início da trinca se dá por meio da nucleação múltipla ou homogênea, que geralmente ocupa apenas 1% da vida do material, tal como abordado na subseção anterior. Isso porque, durante a maior parte da vida do elemento submetido aos grandes níveis de tensão está de certo modo a ocorrer o processo de propagação da trinca. Nesta senda, segundo Mattuella (1983), na nucleação homogênea uma única frente de propagação é formada decorrente de defeitos microestruturais, onde, como já mencionado, a nucleação da trinca se inicia na superfície do material que está em fadiga, onde as ligações atômicas podem ser rompidas mais facilmente, além da deformação localizada ser facilitada em virtude dos grãos superficiais estarem menos sustentados que os grãos no interior do material.



No caso da abordagem matemática, a Figura 25 apresenta como exemplo o desenvolvimento do gráfico tensão-deformação ( $\sigma$ - $\epsilon$ ), resultante de um processo de fadiga em regime de baixo ciclo, onde a partir do ponto de origem até o ponto A, o material está sob tração (ver Figura 25a). E ao cessar a aplicação da ação sob o componente, o material perde um pouco de sua deformação e descreve a curva AB (ver Figura 25b). Ressaltando que ao chegar ao ponto B não há nenhuma tensão sendo aplicada ao material momentaneamente (ALVES; FRAGA, 2018).

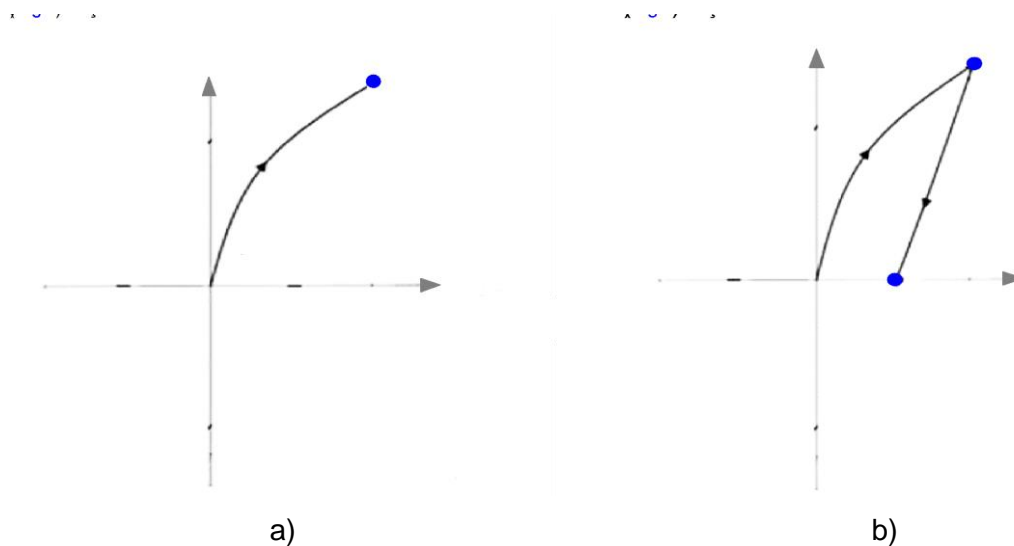


Figura 25 – Material em fadiga sob carregamento a tração [Adaptado de Campbel (2008)].

No caso em que o material recebe um carregamento à compressão, essa ação tensão e conseqüente a deformação provocam a curva BC, conforme ilustrada na Figura 26a. E, ao cessar a ação do esforço compressivo no referido material, a curva se eleva até o ponto D (ver Figura 26b), onde se inicia a aplicação do carregamento de tração até o ponto A dando continuidade, portanto, ao processo cíclico. Entretanto, esse comportamento apresentado como esboço do ciclo completo na Figura 27, que tem a ver com a curva do gráfico, é conhecido, de acordo com Campbel (2008) e Callister (2012), como laço/ciclo de histerese.

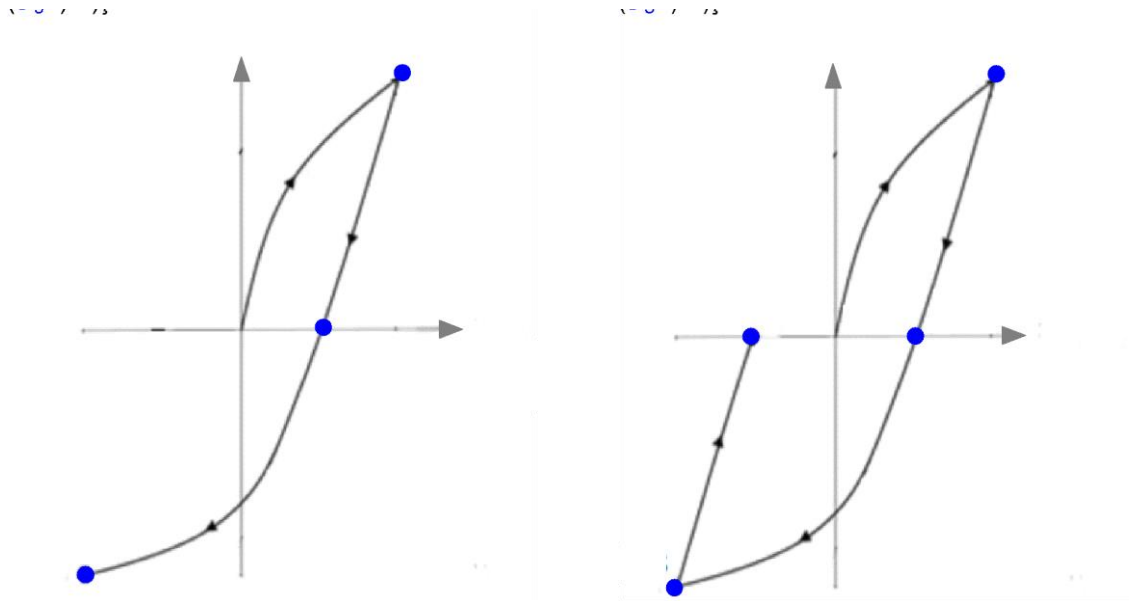


Figura 26 – Material em fadiga sob carga de compressão [Adaptado de Campbel (2008)].

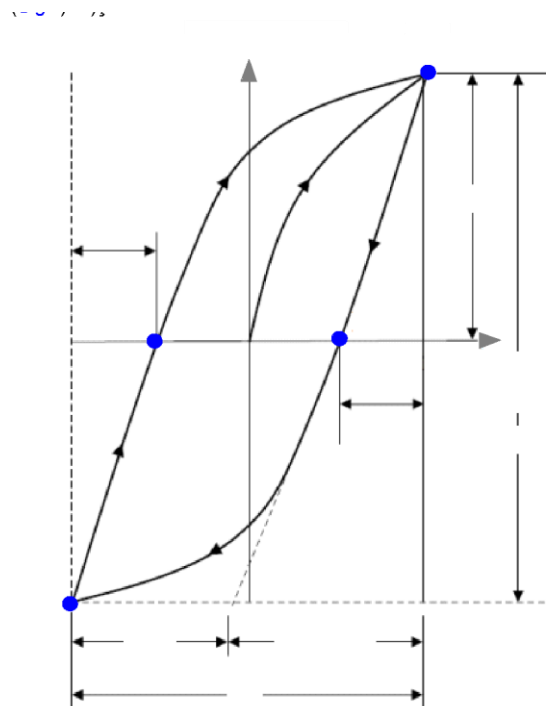


Figura 27 – Laço de histerese; onde a deformação total inclui as parcelas elástica e plástica. [Adaptado de Campbel (2008)].

No caso do regime de fadiga de alto número de ciclos para a falha, é predominante a deformação elástica, sendo a nucleação de trincas no componente um fenômeno muito raro, ocorrendo em zonas bastante localizadas. Importa destacar que neste regime a maior parte da superfície do material permanece sem alteração,

ocorrendo a formação de poucas micro trincas, e a propagação de uma delas se tornam suficientes para provocar a ruptura.

Segundo Da Rosa (2002), neste regime de fadiga a alto ciclo para a falha a deformação plástica cíclica consiste em uma variável não muito útil para correlacionar com a possível falha do material. Isso porque, para além de ser bastante pequena, inferior à deformação elástica, logo torna-se difícil de ser medida com precisão, pois varia de modo bastante aleatório no interior do corpo pelas diferenças locais da microestrutura. Portanto, o regime em questão, é melhor representado pelas deformações elásticas cíclicas, ou, o que é equivalente, pelas tensões cíclicas. Nesse contexto, enquanto a trinca for pequena, as diferenças em termos de orientação de grãos, microestrutura etc., estas serão bastante importantes, no sentido de retardando ou até mesmo acelerando a propagação da trinca no material. Após as trincas alcançarem um certo tamanho, as alterações microestruturais no extremo da fissura serão irrelevantes, podendo o material ser tratado como um contínuo, usando propriedades médias sem grandes dificuldades.

Diante do exposto acima, é conveniente reforçar que para a fadiga de alto número de ciclo para a falha, a influência do acabamento superficial é grande, em especial para materiais de alta resistência, ao passo que na fadiga de baixo número de ciclos para a falha, ela é praticamente desprezável. Desse modo, ao usar um material de alta resistência, é importante que nos pontos mais solicitados a superfície tenha um bom acabamento superficial, pois caso contrário uma grande parte do potencial da resistência à fadiga do material será perdido praticamente.

#### 2.2.4 Modelos de danos acumulativos por fadiga e seus diferentes enfoques

Como já definido, a fadiga é um processo de dano localizado no material produzido por cargas cíclicas. Isso é resultado do acúmulo de processos no corpo do material. Prever danos por fadiga em componentes estruturais submetidos a carregamentos variáveis é um assunto complexo. Muito pouco se conhece dos mecanismos de fadiga a ponto de se identificar ou prever danos por fadiga a partir de conceitos estabelecidos com base em ensaios de laboratório, principalmente quando se trata de tensões de amplitude variável e comportamento aleatório.

Várias são as teorias para modelos de danos por fadiga. Tais modelos de dano acumulado objetivam a análise do comportamento a fadiga de estruturas sob carregamentos aleatórios, uma vez que as curvas S-N são construídas a partir de ensaios experimentais sujeitos a carregamentos de amplitude constante. O primeiro modelo de dano, mais simples e geralmente utilizado, é o dano linear proposto por Palmgren-Miner, a mais de cinco décadas.

Sob cargas de amplitude variável, a vida útil é calculada calculando o dano total causado por cada ciclo do espectro de tensão. Na prática, este espectro simplifica para um número alterável de bandas, como mostrado na Figura 28.

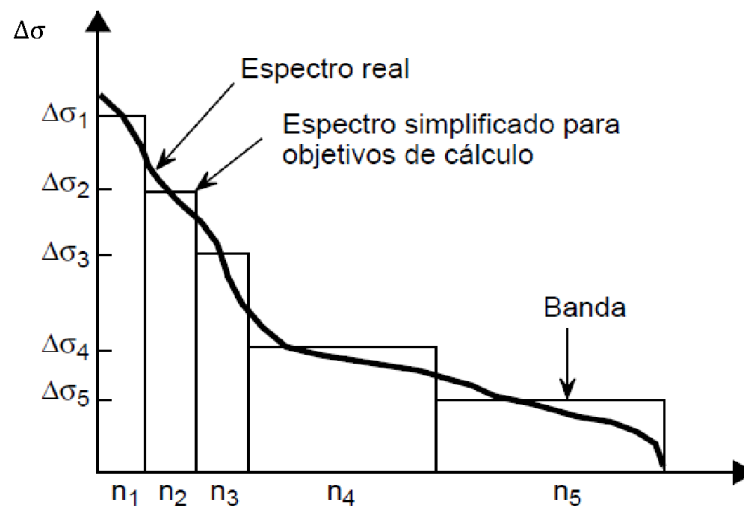


Figura 28 – Simplificação do espectro de tensões [Adaptado de Takahashi (2014)].

Os danos causados por cada banda do espectro são definidos, onde  $n$  representa o número necessário de  $n/N$  ciclos na banda durante o cálculo da vida e  $N$  representa a resistência à fadiga sob o intervalo de tensão (ver Figura 16). Para evitar a quebra antes que a vida útil do cálculo especificado termine, a regra Palmgren-Miner deve ser atendida. Esta regra indica que o dano causado por todas as bandas juntas não deve exceder a unidade, e ademais, a regra sugere que o dano acumulado é proporcional à energia absorvida pelo material conforme demonstrado na Equação 9. Destacando que a falha ocorre quando se cumpre a Equação 10. Onde:  $D$  é a taxa de dano acumulado;  $k$  é número de diferentes níveis de tensão numa sequência específica de carregamento;  $n_i$  é o número de ciclos de tensão com determinada

amplitude ( $\sigma_i$ );  $N$  é o número de ciclos de tensão necessários para ocorrer falha. Diante da análise de fadiga, o elemento estrutural a ser avaliado recebe a designação de seguro quando  $D \leq 1$ .

$$D_i = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_n}{N_n} = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \quad (9)$$

$$\sum D_i = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \leq 1.0 \quad (10)$$

Entretanto, em muitos casos, a regra linear leva a valores não conservativos de estimativa de vida útil. Os resultados dessa aproximação não levam em consideração o efeito da passagem constante do carregamento na acumulação dos danos durante o ciclo de cargas de fadiga, ou seja, o dano é acumulado na mesma taxa correspondente ao nível de tensão dado sem considerar o impacto das cargas anteriores. Algumas normas e Alguns trabalhos importantes demonstram a aplicabilidade, a simplicidade e a importância da regra linear, assim como suas limitações, (BATTISTA; PFEIL, 1999; CULLIMORE; WEBBER, 2000; FISHER; KAUFMANN; EDBERG, 2001; GILANI, WHITTAKER, 2000; KISS; SZÉKELY; DUNAI, 1998; LEITÃO *et al.*, 2011; NISHIKAWA; MURAKOSHI; MATSUKI, 1998).

Desde a introdução da regra linear de dano, muitas teorias de dano por fadiga foram propostas de forma a aprimorar o acerto sobre a estimativa de vida útil das estruturas. A falta de capacidade de processamento computacional limitou o uso do processo não linear para determinação do dano estrutural. Dessa forma, outras teorias de dano por fadiga foram criadas a partir de adaptações à regra linear.

Uma revisão acerca de uma melhor compreensão das muitas aproximações de dano por fadiga pode ser consultada nos trabalhos desenvolvidos por Pravia (2003), Afonso (2002) e Proença (2018). Diferentes enfoques para a análise de danos causados por fadiga são comumente empregados. Esses enfoques dependem de como é o processo de formação da fadiga e como a mesma é propagada. O enfoque mais utilizado em projeto para a análise de estruturas sob o efeito de fadiga é o

enfoque de vida útil. Esse enfoque tem o objetivo de determinar a vida útil da estrutura sujeitas a cargas cíclicas, através de curvas S-N obtidas experimentalmente e leis de acumulação de danos lineares.

Outro enfoque importante para análise de dano por fadiga é o enfoque de tolerância do defeito. O enfoque baseia-se na determinação das fissuras existentes através de avaliações estruturais, onde o tamanho da fissura existente é determinado através de técnicas de ensaios não destrutivos (avaliação visual, líquido penetrante, raios x, ultrassom etc.). Ambos os enfoques podem ser utilizados na avaliação de estruturas, sendo que o enfoque de vida útil é mais comumente utilizado na prática corrente de projeto, enquanto o enfoque do defeito é, geralmente, utilizado em defeitos existentes identificados em estruturas existentes. Nisso, Praiva (2003) fornece maiores informações a respeito dos diferentes enfoques para determinação do dano por fadiga.

#### 2.2.5 Conceito de vida útil e segurança contra falha

Sabe-se que o fator de segurança joga um papel fundamental no processo de análise de peças metálicas. Normalmente, o fator de segurança é aplicado para delimitar as faixas de resistência de forma a determinar a capacidade de carregamento de um sistema estrutural. Esses carregamentos podem ser os mais diversos, como estáticos, impactos, fadiga entre outros. O propósito de se utilizar um fator de segurança é garantir que uma estrutura não irá romper sob a ação de esforços ou por qualquer defeito do material. Baseado no conceito de fator de segurança, engenheiros aeroespaciais desenvolveram, para a análise de fadiga, os conceitos de segurança contra falha; *fail-safe* e de vida útil *safe-life* (DA SILVA, 2014).

Os espectros de carregamento cíclicos típicos, na concepção de vida útil-segura, são inicialmente determinados e a partir desta informação, os elementos são analisados numericamente ou experimentalmente, para a obtenção de um número de ciclos que define a vida útil à fadiga. A vida de fadiga calculada, convenientemente modificada por um fator de segurança, fornece uma previsão de vida útil-segura para o elemento estrutural investigado ou analisado. Nesse sentido, o conceito de falha-segura, ao contrário do anterior, está baseado no argumento de que se, até mesmo

um membro individual de uma estrutura falhar, deve existir integridade estrutural suficiente das partes restantes para permitir que estrutura opere seguramente até que a fratura seja percebida.

De acordo com os autores Takahashi (2014) e Ávila (2021), os sistemas estruturais com múltiplos caminhos de tensões são, geralmente, mais seguros por causa da redundância estrutural. O conceito de falha segura demanda inspeções periódicas junto à exigência de que a detecção e a identificação de fraturas permitam consertos ou substituição de componentes estruturais. Considerando-se que uma estimativa de vida útil à fadiga seja obtida com testes experimentais no protótipo do componente real, o método de vida útil segura que faz uso destes resultados é, ainda, intrinsecamente teórico na sua natureza. Isto porque, este procedimento, invariavelmente, tem que levar em conta várias incertezas, tais como: mudanças inesperadas nas condições de carregamento, erros nas estimativas de espectros de carga de serviço típicas, grandes variações no resultado dos testes experimentais, existência de defeitos iniciais (nas soldas, por exemplo) devidos ao processo de produção e erros humanos no manejo do componente que conformam os sistemas estruturais.

Desta forma, tendo em conta o exposto, adotando-se uma grande margem de segurança, podendo ser garantida uma vida operacional segura para o elemento estrutural, embora tal procedimento conservador possa não ser desejável sob os pontos de vista de economia e desempenho. Por outro lado, se fraturas por fadiga são nucleadas no componente durante a sua operação, os componentes podem falhar catastroficamente. O principal objetivo, do conceito de vida útil segura, é o de alcançar uma vida útil especificada sem o desenvolvimento de uma fratura, de forma que a ênfase da metodologia está na prevenção da iniciação da mesma.

Com base nessa filosofia de projeto, (de vida útil segura ou falha-segura), é desejável que os elementos críticos de um determinado sistema estrutural sejam devidamente inspecionados periodicamente, de modos que estas inspeções possam eliminar consequências perigosas que podem surgir a partir de erros na fase de projeto, especialmente com o conceito de vida útil-segura. Entretanto, recomenda-se a consulta no trabalho do autor Suresh (1998), para maiores detalhes a respeito de vida útil e segurança contra falha.

## 2.2.6 Análise à fadiga - Curvas S-N

A expressão que relaciona  $N$  e  $\Delta\sigma$  pode ser plotada em uma escala logarítmica como uma linha reta, com base na Equação 9 e 10, e é chamada de curva S-N. Em seguida é apresentado a modo de exemplo na Figura 29. Vale destacar que essa relação é válida para um amplo campo de resistência à fadiga. Vê-se limitada, na extremidade inferior da resistência à fadiga por falha estática, que ocorre quando a resistência última do material é excedida. Para resistências à fadiga que superam 5 a 10 milhões de ciclos, as faixas de tensão são geralmente muito pequenas para permitir a propagação sob carga de amplitude constante. Este limite é chamado de tensão não propagadora ( $\Delta\sigma_D$ ). Abaixo desta faixa de tensão, as trincas/fissuras não se propagarão. É importante salientar que para o cálculo, é comum utilizar a curvas S-N, pois oferecem resistências à fadiga aproximadamente 25% abaixo dos valores médios de fratura.

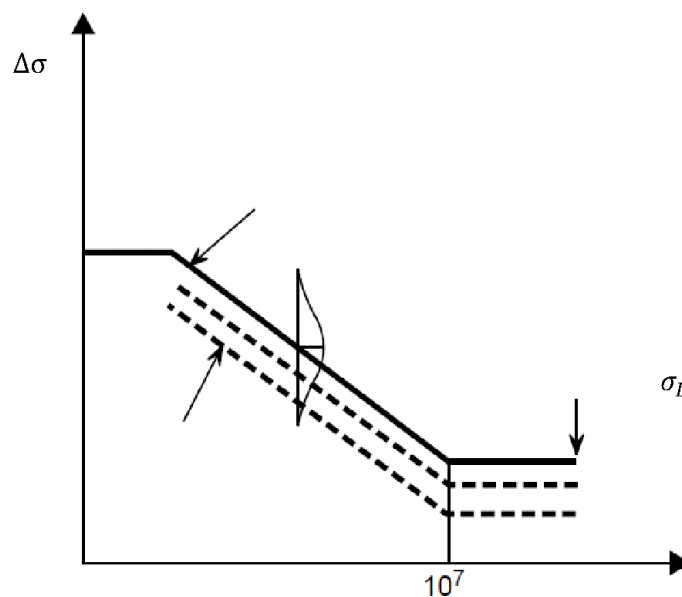


Figura 29 – Curva de resistência à fadiga (S-N) para testes com cargas (amplitude constante) [Adaptado de ITEA (2002)].

Conforme foi descrito nos itens acima e no parágrafo anterior, uma das maneiras mais utilizadas e difundidas nas normas que tratam dos danos causados por fadiga é a análise de tensões através das curvas S-N. As curvas S-N são baseadas nas regras de Miner e são construídas a partir de ensaios experimentais de flexão



rotativa ou compressão e tração. Os corpos de prova normalizados, peças e detalhes estruturais específicos são submetidos a carregamentos de amplitude constante até que ocorra a falha e se registre o número de ciclos.

Desse modo, a variação de tensão ou espectros de amplitude constante apresentam geralmente um comportamento ou forma sinusoidal de natureza determinística, sendo constituídos simplesmente por uma amplitude de tensão ( $\Delta\sigma$ ), associada a um determinado número de ciclos ( $N$ ). Sendo que, a variação de tensão é obtida através da diferença entre a tensão máxima ( $\Delta\sigma_{m\acute{a}x}$ ) e a tensão mínima ( $\Delta\sigma_{m\acute{i}n}$ ), conforme da expressão da Equação 11.

$$\Delta\sigma = \sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_{m\acute{i}n} \quad (11)$$

Por exemplo, na resistência à fadiga em junta, a resistência é primordialmente uma função da geometria e se define mediante o parâmetro de cálculo de força de solda ("a"), que varia de junta a junta. Desse modo, é possível calcular a vida à fadiga, ou resistência, em função do número de ciclos até a falha a partir da expressão apresentada na Equação 12 ou 13, onde "a" é o parâmetro de cálculo da resistência da soldadura.

$$N = \frac{a}{\Delta\sigma} \quad (12)$$

$$\log(N) = \log(a) - m \log(\Delta\sigma) \quad (13)$$

Tal como se mostra na equação acima, o parâmetro  $m$  é chamado de índice da curva S-N, sendo seu inverso e oposto ( $-1/m$ ) a inclinação da reta na escala log-log. Dependendo do número de ciclos de carga aplicados, a curva S-N pode ser subdividida em três regiões, embora o número exato de ciclos que distinguem cada uma não tenha consenso (ALENCAR; DE JESUS; CALÇADA, 2021).

As curvas S-N determinam o limite de fadiga do material associado aos diferentes tipos de detalhes estruturais adotados em estruturas metálicas. Dessa forma, pode-se saber a faixa de tensão máxima que a estrutura, ou detalhe estrutural

suporta de acordo com o número de ciclos de carga. Quando não se dispõe de dados experimentais, adotam-se relações empíricas para a construção da curva S-N. Independentemente de como a curva S-N é obtida, seja por ensaio ou através de relações empíricas, elas devem ser corrigidas, pois as situações de uso real do material não estão nas mesmas condições ideais em que se encontram os corpos de prova quando submetidos aos ensaios. Tais correções, fazem-se sobre o limite de fadiga.

Em seguida é apresentado um esquema exemplificando dos modelos de curvas S-N (ver Figura 30), onde cada curva (individual) de resistência à fadiga é definida convencionalmente mediante a inclinação constante com  $m = 3$ . O limite de amplitude constante da inclinação é fixado em 5 milhões de ciclos. A constante da inclinação ( $m = 3$ ) representava o melhor valor, tendo em vista a sua disposição no sentido de ajustar-se a um grande número de detalhes estruturais diferentes submetidos a ensaios de fadiga.

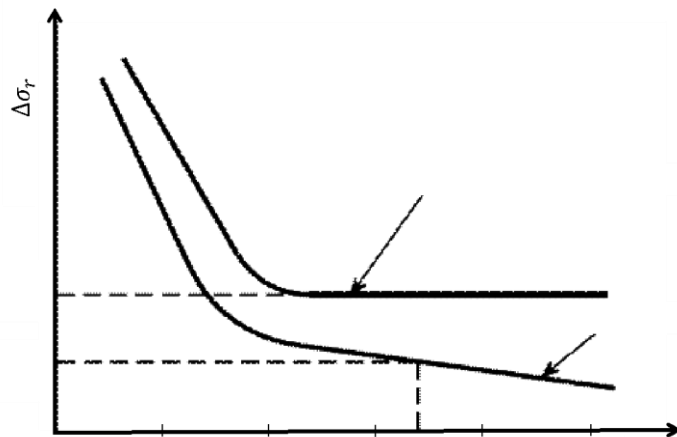


Figura 30 – Exemplo esquemático de curvas de resistências à fadiga (S-N) em especificações dos limites de fadiga [Adaptado de ITEA (2002)].

Quanto à variação de tensão ou espectros de amplitude variável, os mesmos apresentam formas mais complexas, pelo que, se faz necessária a aplicação de métodos de contagem de ciclos para converter as solicitações em conjuntos de tensão de amplitude constante ( $\Delta\sigma_i$ ), associados a um determinado número de ciclos ( $N_i$ ), onde, o processo de contagem de ciclos se torna essencial para tratamento de dados de espectros de tensões de amplitude variável, adotando alguns critérios, tais como: i) contagem de máximos e mínimos relativos, ii) contagem do número de classes entre

extremos relativos e iii) número de passagens através de um nível de tensão pré-determinada. Desse modo, o método de contagem de ciclos descrito na presente tese, é amplamente conhecido como: Método *Rainflow* (Método da Gota de Água), cuja aplicação é frequentemente utilizada na previsão do comportamento de elementos à fadiga (PROENÇA, 2018). O método em questão será abordado posteriormente na seção 3.2.7.

No caso de juntas soldadas, em elementos estruturais os primeiros trabalhos visando a determinação de curvas S-N devem-se, entre outros, a Graf e Kommerell na Alemanha (GRAF, 1936; 1936) e Ros na Suíça (ROS, 1936), principalmente durante o período de 1925 a 1935. Esses trabalhos experimentais iniciais serviram posteriormente para apoiar a definição das curvas S-N de projeto básico que hoje existem em vários padrões de projeto ao redor do mundo.

De acordo com Gurney (2006), o objetivo principal foi definir, por meio de testes, as resistências básicas à fadiga de amplitude constante dos vários tipos de detalhes construtivos que eram comumente usados na construção de pontes, envolvendo soldas de topo ou de filete. Mais atenção e foco foi dado primeiramente às juntas soldadas de topo, porque em muitos casos elas eram carregadas na direção transversal, embora tenha sido descoberto logo que as soldas de filete têm resistência à fadiga muito menor devido ao maior “efeito de entalhe”. Os testes envolvidos visaram curvas S-N de amplitude constante para cada detalhe construtivo, principalmente sob carga de tensão pulsante, mas também, de forma bastante limitada, sob outras razões de tensão, a fim de investigar a influência da tensão média. Os dados S-N são então tratados estatisticamente para obter uma estimativa do limite inferior da resistência à fadiga, ou seja, a curva S-N característica, com a maioria dos códigos referindo-se à curva S-N média menos dois desvios padrão, o que corresponde a uma probabilidade de sobrevivência de 97,7% (IIW, 2016) assumindo uma distribuição gaussiana. Normalmente, são necessários 60 espécimes para definir adequadamente a curva S-N característica correspondente (NUSSBAUMER; BORGES; DAVINE, 2011).

Segundo o Branco *et al.*, (1999) uma das primeiras observações dos testes de fadiga de juntas soldadas para determinar as curvas S-N foi que o parâmetro  $m$  foi frequentemente encontrado aproximadamente igual a 3 na região de vida finita, que foi então adotado por muitos códigos de fadiga, embora também possa assumir valores variando de 2,17 a 3,95. Atualmente, os códigos recomendam determinar curvas S-N de detalhes soldados fixando  $m$  igual a 3 na análise de regressão linear

para a maioria dos casos, em vez de calcular um valor ponderado de  $m$  (IIW, 2016). Posteriormente, verificou-se que um valor de  $m$  igual a 3 também estava de acordo com os princípios da análise da Mecânica da Fratura Elástica Linear de juntas soldadas, uma vez que a observação fenomenológica da fadiga permitiu concluir que as juntas soldadas são predominantemente dominadas pelo fenômeno de propagação de trincas, para os quais a lei de Paris-Erdogan, assume um coeficiente expoente convergente para 3 para a maioria dos dados experimentais (BRANCO, C. M. FERNANDES, A. A. CASTRO, 1999). Desta forma, pode-se concluir que os códigos que adotam um valor de  $m$  menor que 3 estão considerando uma maior contribuição da fase de propagação na vida em fadiga das juntas soldadas, e o contrário também é verdadeiro, ou seja, maiores valores de  $m$  indicam maior contribuição da fase de iniciação na vida em fadiga. Além disso, a disseminação de processos de soldagem automatizados de alta qualidade hoje em dia fornece maior resistência à fadiga (MIKI; TAI, 2013). Do ponto de vista da fadiga, estes processos introduzem essencialmente um período mais longo de iniciação de fissuras, conduzindo também a valores mais elevados de  $m$ .

Apesar das possíveis diferenças existentes entre os códigos estruturais, a maioria deles opta por dividir a resistência à fadiga dos detalhes construtivos em diferentes classes, não sendo o número de classes uniforme, é claro. No caso, por exemplo, da AASHTO (2014a), está presente um conjunto de sete classes igualmente espaçadas na escala logarítmica para faixas de tensão normal (ver Figura 31), cada classe correspondendo a uma curva S-N diferente. Entretanto, as especificações de projeto de pontes abordada pela norma AASHTO (2014a), com as características primeiras são extrapoladas abaixo do CAFL (*Constant Amplitude Fatigue Limit*) sem mudança de inclinação (Figura 31) mas com o VAFL (*Variable Amplitude Fatigue Limit*) definido como a metade do CAFL, conforme recomendado por algumas organizações de transporte. Destacando que essa abordagem resulta nos valores mostrados no lado direito da Figura 31 para  $\Delta\sigma_L$ . As curvas S-N nominais AASHTO são definidas conforme a figura apresentada abaixo.

$$\text{Para: } \Delta\sigma > \Delta\sigma_L \rightarrow \Delta\sigma^3 \times N = \Delta\sigma_c^3 \times 2 \times 10^6 \quad (14)$$

$$\Delta\sigma > \Delta\sigma_L \rightarrow \Delta\sigma^3 \times N = \Delta\sigma_c^3 \times 2 \times 10^6$$



ciclos em vez de  $5 \times 10^6$  ciclos como no EC3 são definidas pelas Equações 15 e 16, ilustradas na Figura 32. Observe que os valores CAFL e VAFL fornecidos pelo IIW (2016) são inferiores aos fornecidos pelas curvas Eurocode 3 (EN 1993-1-9, 2005). Em relação às curvas S-N nominais para tensões de cisalhamento, pode-se notar que não foram observadas diferenças entre as provisões EC3 e IIW (2016).

Para:  $\Delta\sigma > \Delta\sigma_D \rightarrow \Delta\sigma^3 \times N = \Delta\sigma_c^3 \times 2 \times 10^6$  (15)

$\Delta\sigma > \Delta\sigma_D \rightarrow \Delta\sigma^3 \times N = \Delta\sigma_c^3 \times 2 \times 10^6$

Para:  $\Delta\sigma_L < \Delta\sigma < \Delta\sigma_D \rightarrow \Delta\sigma^5 \times N = \Delta\sigma_D^5 \times 5 \times 10^6$  (16)

$\Delta\sigma_L < \Delta\sigma < \Delta\sigma_D \rightarrow \Delta\sigma^5 \times N = \Delta\sigma_D^5 \times 5 \times 10^6$

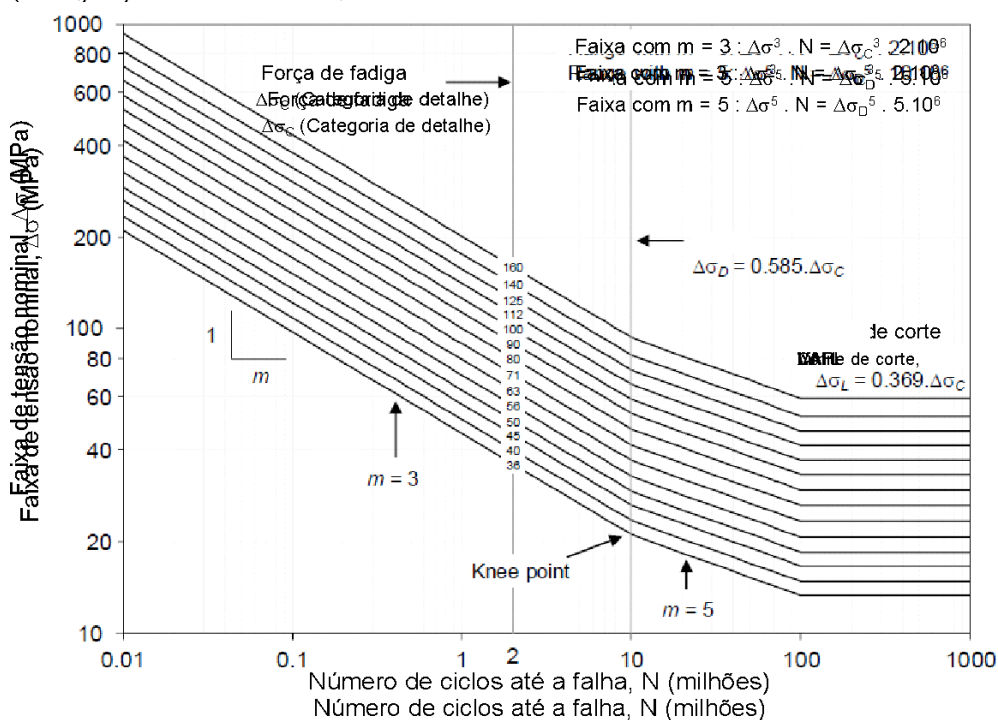


Figura 32 – Curvas S-N nominais do IIW (2016) para carga de amplitude variável [Adaptado de Alencar (2021)].

2.2.7 Método para contagem de ciclos (Método Rainflow)

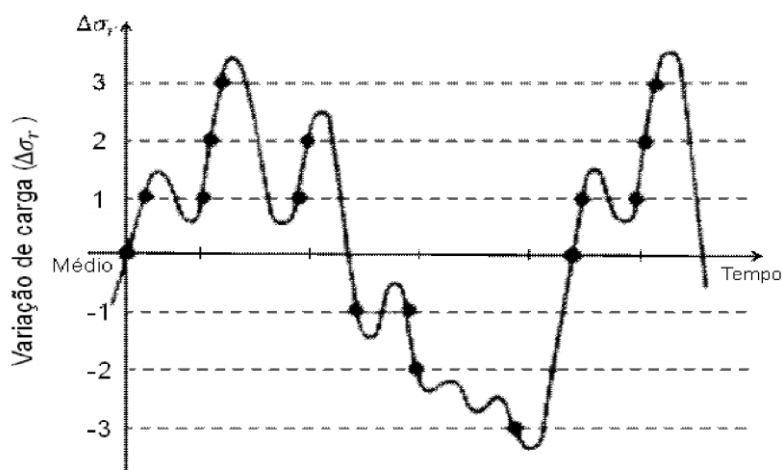
A aplicação da regra de Miner a sequências irregulares de carregamento requer o estabelecimento de um procedimento de contagem de ciclos. Desse modo, através

de históricos de variação da faixa de tensão, pode se realizar análise dos efeitos gerados pela fadiga em estruturas metálicas sujeitas a tensões de amplitude variável e aleatória. Por via de modelos matemáticos ou até mesmo medições nas estruturas existentes, é possível obter-se um histórico de tensões (tal como já referido). Nesse contexto, se pode dizer que, no caso de carga irregular, o primeiro passo para transformar o histórico de carga irregular em um histórico de carga uniforme equivalente, consiste em realizar a contagem de ciclos do sinal original. Em outras palavras, para permitir a determinação do dano acumulado e, portanto, a estimativa de vida útil do sistema estrutural, é necessária a utilização de um método para contagem de ciclos dos carregamentos correspondentes.

De acordo com Magaz (2012), existem vários métodos que alguns deles estão listados na ASTM (2011), como práticas padrão no cálculo de ciclos para análise de fadiga. Entre os vários métodos, algumas normas preveem a utilização de métodos de contagem de ciclos como metodologia rigorosamente válida para estimativa do dano acumulado e da vida útil à fadiga das estruturas. Mas, destaca-se que na atualidade os métodos de contagem de ciclo mais conhecidos são; o método *Rainflow* e o método reservatório, onde, o primeiro método, como já referido, se apresenta como o mais utilizado nas análises que determinar do dano. Em seguida, são descritos alguns métodos de cálculo de ciclos para análise de vida útil à fadiga utilizada.

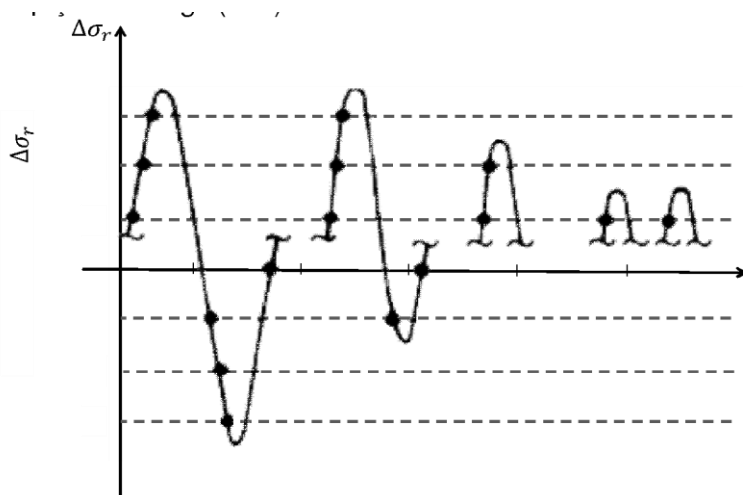
i) Método de passagem de nível; neste procedimento, o eixo de carga do gráfico carregamento-tempo é dividido em níveis de carga. Este método só funciona se o zero da série for colocado em seu valor médio. É contado cada vez que uma parte do histórico de carga positivamente inclinada cruza um nível positivo de carga. Da mesma forma, também é contado cada vez que uma parte do histórico de carga negativamente inclinada cruza um nível negativo de carga. Não há distinção entre contagens feitas em uma parte do histórico de carga de inclinação positiva ou negativa (MORAL, 2014). Entretanto, após a determinação das contagens, as mesmas são combinadas de modo a consolidar ciclos completos. Dada a existência de uma grande variedade de métodos de combinação de contagens para obter ciclos (completos), a combinação mais prejudicial, desde o ponto de vista da análise de fadiga, é o que busca ciclos com maior amplitude possível, permitida pelas passagens de nível disponíveis. Em seguida são apresentados na Figura 33b, a modo de exemplo, os resultados com base neste

procedimento de contagem de passagens de nível obtido a partir do histórico de cargas da Figura 33a.



Varição de cargas	Contagem
+3,00	2,00
+2,00	3,00
+1,00	5,00
0	2,00
-1,00	2,00
-2,00	1,00
-3,00	1,00

a) Contagem de variação de nível.



Intervalo (níveis)	Número de ciclos
7,00	1,00
6,00	0,00
5,00	1,00
4,00	0,00
3,00	0,00
2,00	1,00
1,00	2,00

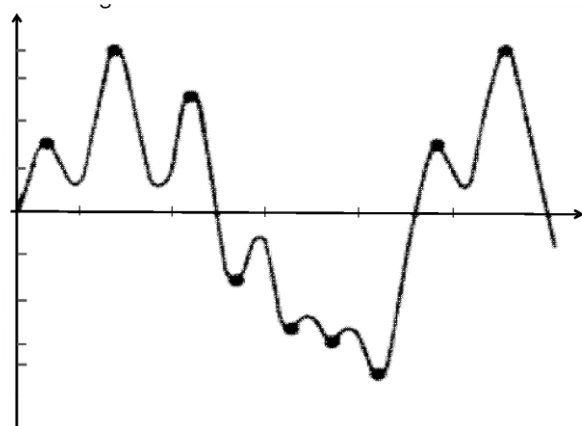
b) Ciclos derivados da contagem de passagens de nível de a).

Figura 33 – Exemplo de contagem com o método de passagem de nível, tendo em conta o nível médio (m) de referência [Adaptado de ASTM (2011)].

ii) Método de contagem de picos e vales: é baseado na identificação dos máximos relativos (picos) e mínimos relativos (vales) de carga. Este método só funciona se o zero da série for colocado em seu valor médio. Os picos ou máximos relativos da sequência que aparecem para cada nível (intervalo) de carga positiva são contados. Da mesma forma, todos os vales ou mínimos relativos que existem no mesmo nível (intervalo) de carga negativa são contados. A contagem de picos e vales é feita separadamente. O histórico equivalente de

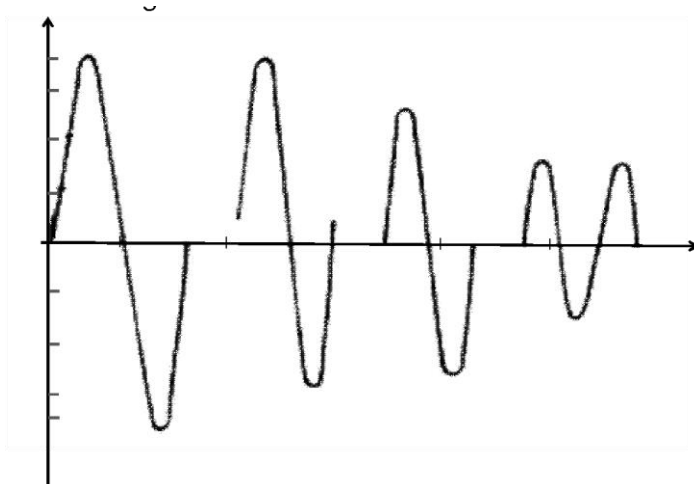


cargas é obtido formando-se, sucessivamente, os ciclos com a maior amplitude possível entre o máximo e o mínimo contados, retirando tais extremos e repetindo o processo. Os resultados de contagem de ciclo completo obtidos usando o método são mostrados na Figura 34b, obtidos da Figura 34a.



Pico e Vale		Contagem
B e I	+3,50	2,00
C	+2,50	1,00
A e H	+1,50	2,00
D	-1,50	1,00
E	-2,50	1,00
F	-2,70	1,00
G	-3,50	1,00

a) Contagem de Picos e Vales.

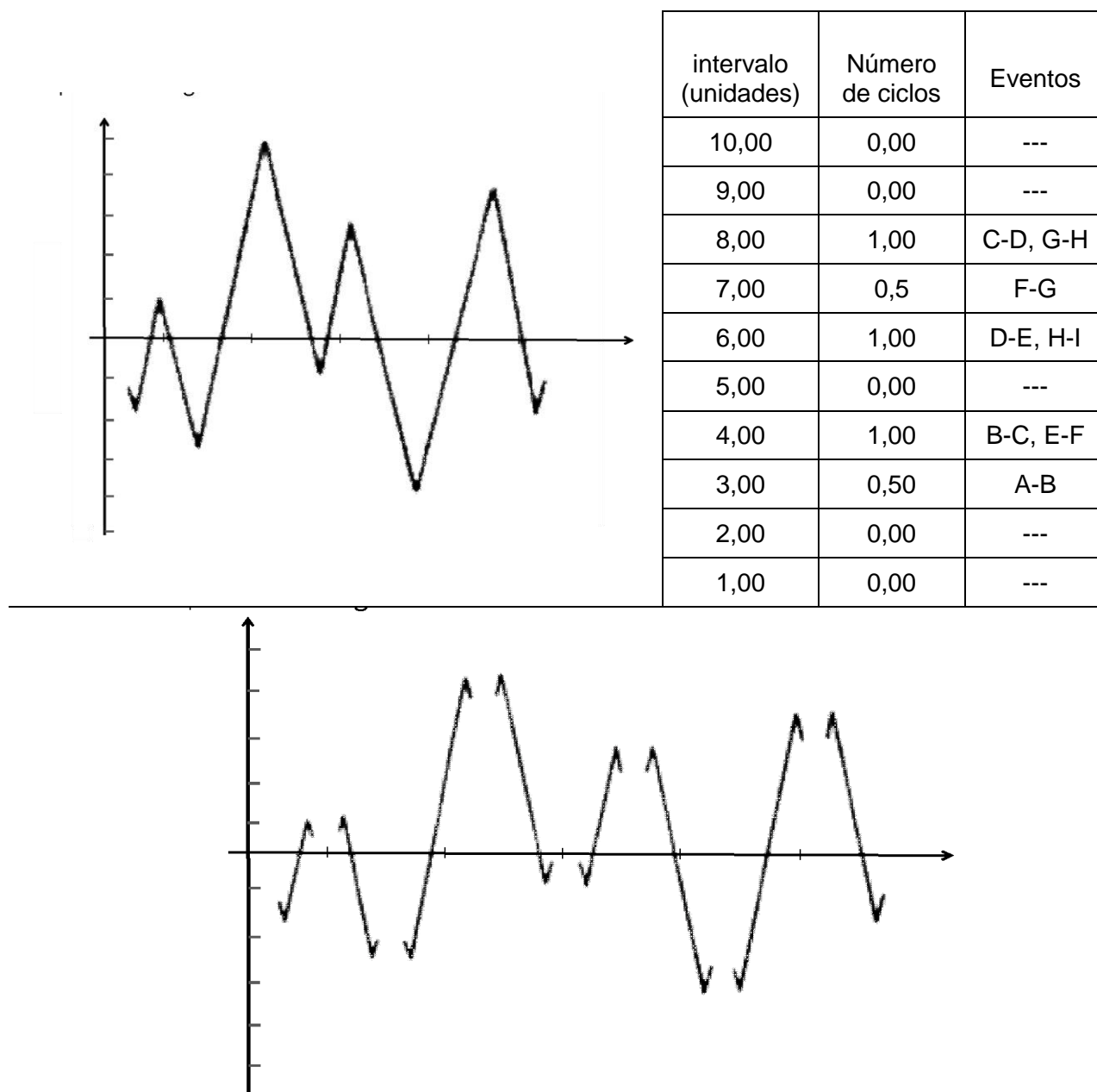


Intervalo (níveis)	Número de ciclos
7,00	1,00
6,20	0,00
5,00	1,00
4,00	0,00
3,00	0,00
2,00	1,00
1,00	2,00

b) Ciclos derivados da contagem de picos e vales de a).

Figura 34 – Exemplo de contagem com o método de contagem de pico e vales, onde  $m$  é o nível médio de referência [Adaptado de ASTM (2011)].

iii) Método de intervalo simples: com este método, o intervalo (amplitude de carga) entre os pontos de mudança de sinal da inclinação do histórico de carga é registrado. No método de contagem, um ciclo é composto por duas faixas de mesmo valor, e cada faixa é considerada meio ciclo. Entretanto, a Figura 35 mostra, a modo de exemplo, a contagem de ciclo, onde, são exibidos os resultados tendo em conta a contagem dos intervalos positivos e negativos.



a) Ciclos derivados da contagem de picos e vales de a).

Figura 35 – Exemplo de contagem de ciclos com o método de intervalo simples (ASTM E1049-85, 2011).

iv) Método *Rainflow* (método básico): o algoritmo *Rainflow* é o método de contagem mais adequado para a estimativa de fadiga, uma vez que essa contagem é realizada seguindo a trajetória (ciclo de histerese) tensão-deformação dos elementos estruturas, conforme apresentado a modo de exemplo na Figura 36 (ARIDURU, 2004). Onde, à medida que o material é carregado do ponto 4 ao 5, ele segue um caminho descrito pela curva tensão-deformação cíclica. No ponto 5, descarrega para 6. Quando a carga é reaplicada de 6 para 7, o material se deforma até atingir o ponto 5, no qual o material

continua em sua trajetória anterior, de 4 para 5, e a carga continua nessa trajetória até 7 como se o evento de carga e descarga (5-6-5) não tivesse ocorrido.

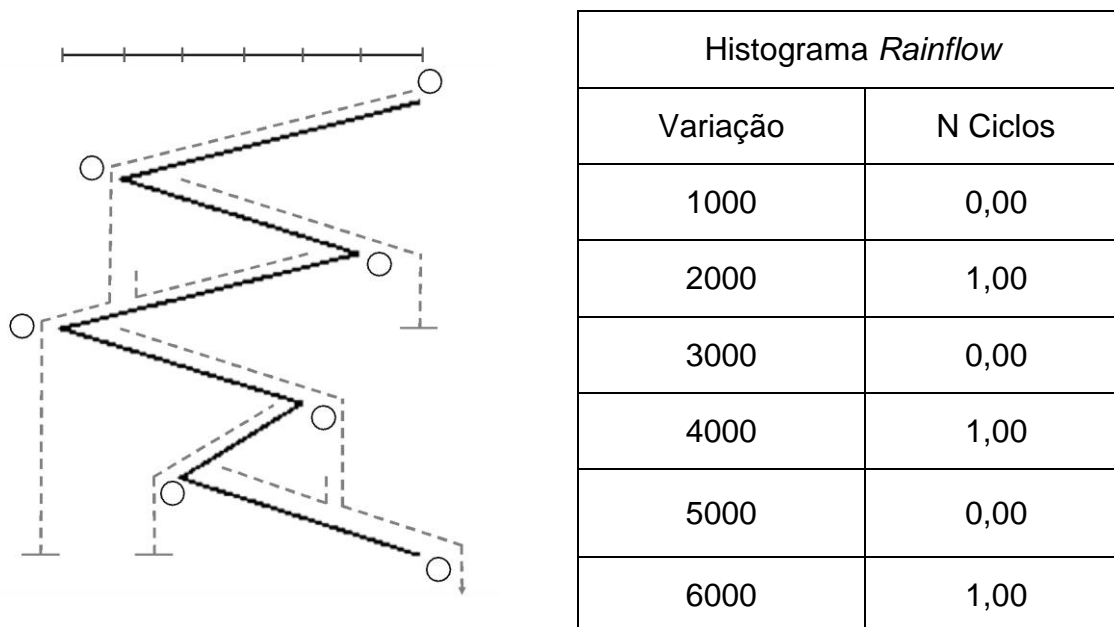


Figura 36 – Esquema de funcionamento do algoritmo *Rainflow* e sua relação com o trajetórias tensão-deformação [Adaptado de Pravia (2003)].

O último método (iv) de contagem de ciclos recebeu o nome de *Rainflow* pelos seus criadores, Matsuishi e Endo (1968), tendo em vista que o mesmo graficamente se parece com a água de chuva caindo no telhado de um pagode (casa de orações de vários andares encontrada no oriente) e escorrendo para as bordas do telhado. Em seguida, são destacadas de maneira reiterada as regras que governam o método *Rainflow*:

- a) Reduz a série temporal a uma sequência de picos (pontos onde a primeira derivada do histórico de carga muda, passando a ser de positivo para negativo) e vales (ponto onde a primeira derivada do histórico de carga muda de negativo para positivo);
- b) Imaginar que a série temporal é uma superfície rígida (como o teto de um pagode);
- c) Girar 90° no sentido horário a superfície na qual a série temporal foi transformada;

- d) Se imagina cada pico como uma fonte de onde a água do pagode escorre;
- e) O número de meios ciclos é contado levando em consideração as seguintes formas de terminar o ciclo (loop):
  - 1. A queda atinge o final da série temporal.
  - 2. A gota cruza outro gotejamento iniciado em um pico anterior.
  - 3. A gota flui contra um pico oposto de maior amplitude.
- f) Repita o passo 5 para os vales;
- g) Se atribui uma magnitude a cada meio ciclo igual à diferença de tensão entre o pico e o vale;
- h) Se igualam os meios ciclos que têm a mesma magnitude (mas sentido diferente) para a contagem de número de ciclos completos. Geralmente permanecem meios ciclos residuais, não pareados.

Como explicado acima, o método *Rainflow* é o mais utilizado para avaliar danos por fadiga causados por uma sequência irregular de carregamento. Este método pode ser utilizado para calcular a rotação acumulada por uma estaca, mas deve ser modificado para levar em conta o efeito da reversão da carga no número de ciclos, pois do ponto de vista do método clássico os ciclos são avaliados apenas por sua amplitude (ARIDURU, 2004).

O método *Rainflow* é considerado como metodologia de contagem de ciclos válido por diferentes normas, tais como: pela ASTM (2011), EUROCODE (2003), AASTHO (1996) e outras. Por formas de aclarar melhor, em seguida é apresentado na Figura 37 um modelo de histórico de tensões utilizado o método *Rainflow* (para exemplificar).

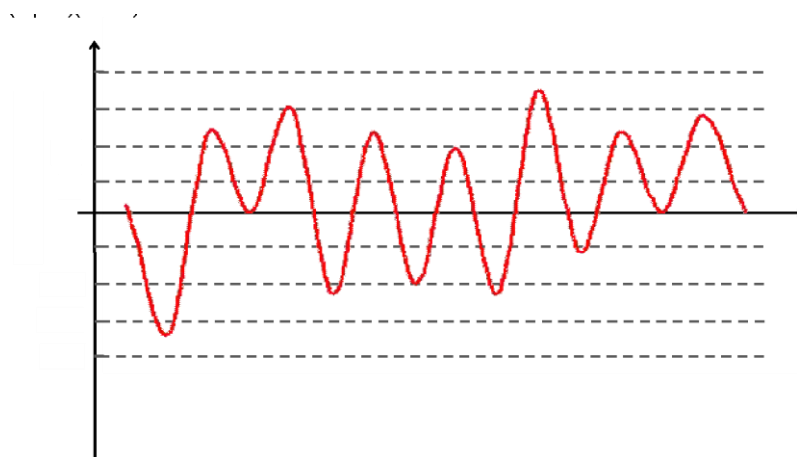


Figura 37 – Modelo de histórico de tensões [Adaptado de Da Silva (2014)].

Entretanto, com base no método supracitado, é transformado em uma sequência de picos e vales de tensão o histórico de tensões da acima. Essa transformação é necessária para que com a combinação desses máximos e mínimos, possam se formar meio ciclos de tensão. A metodologia consiste ainda em associar o comportamento desses mínimos e máximos como escoamentos de gotas de chuva, similares ao encontro das águas de um telhado. Como já referido anteriormente, o gráfico contendo o histórico de tensões pode ser interpretado a  $90^\circ$  da forma em que ele se encontra originalmente (variação de tensões no eixo “Y”). Em seguida é mostrado na Figura 38 o modelo de histórico de tensões transformado em picos e vales a partir do histórico de tensões ilustradas na figura anterior.

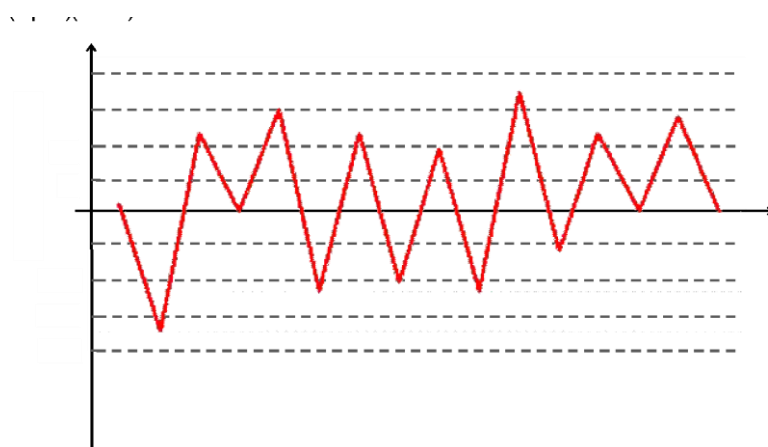


Figura 38 – Histórico de tensões transformado em picos e vales a partir do histórico de tensões original [figura anterior (Figura 16)].

Considerando que as terminações de fluxo ocorrem, a contagem do meio ciclo é feita quando uma gota alcança o final do histórico de tensões sem ser interrompido

por nenhum outro pico, quando o fluxo se funde com outro fluxo oriundo de um pico mais a frente ou quando o fluxo flui no sentido oposto de um pico de maior valor. Um novo fluxo não pode ser iniciado enquanto o anterior não for terminado ou concluído. Cada percurso completo é considerado meio ciclo; meios ciclos com variação de tensão igual são combinados para formar ciclos completos. Essa metodologia se aplica tanto aos picos quanto aos vales do histórico de tensões. A modo de explicação, a Figura 39, ilustra a contagem de ciclos pelo método *Rainflow* para picos e vales já colocados em uma rotação de 90° em relação à forma original.

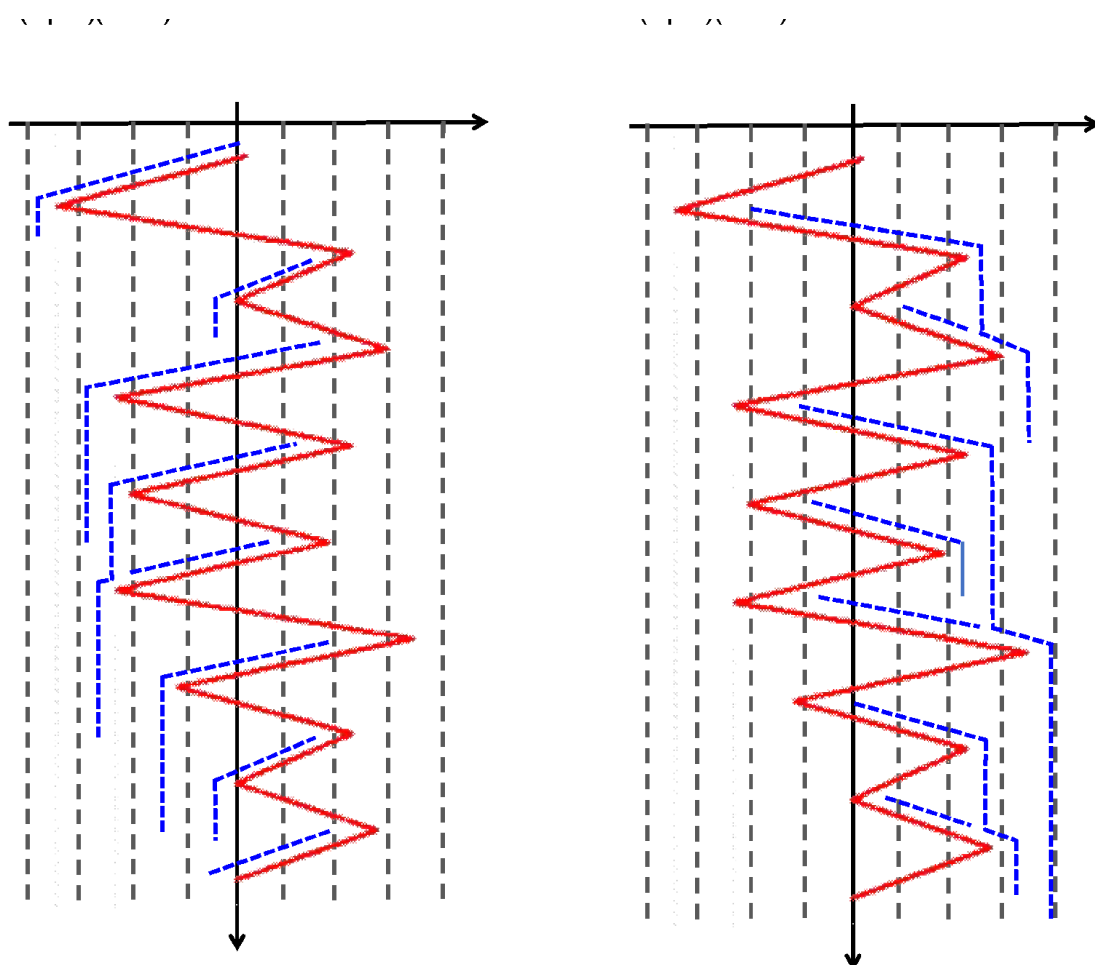


Figura 39 – Metodologia de fluxo, com base no método da gota de água (“*Rainflow Method*”), para picos e vales [Adaptado de Frýba (1996)].

A título de exemplo de aplicação do método *Rainflow*, temos alguns casos de contagem de ciclos observados para o histórico de tensões ilustrado na Figura 40. O meio ciclo “A1” começa no pico “1” e termina oposto a uma amplitude maior de tensão, referente ao pico “2”. O valor da amplitude desse meio ciclo é de 16 MPa. O meio ciclo “A2” começa no pico “4” e termina no ponto em que é interrompido pelo fluxo oriundo

de um pico anterior, pico “3”. O valor da amplitude desse meio ciclo é de 18 MPa. O meio ciclo “A3” começa no pico “5” e termina no fim do histórico de tensões apresentado. O valor da amplitude desse meio ciclo é de 20 Mpa, conforme apresentado na figura.

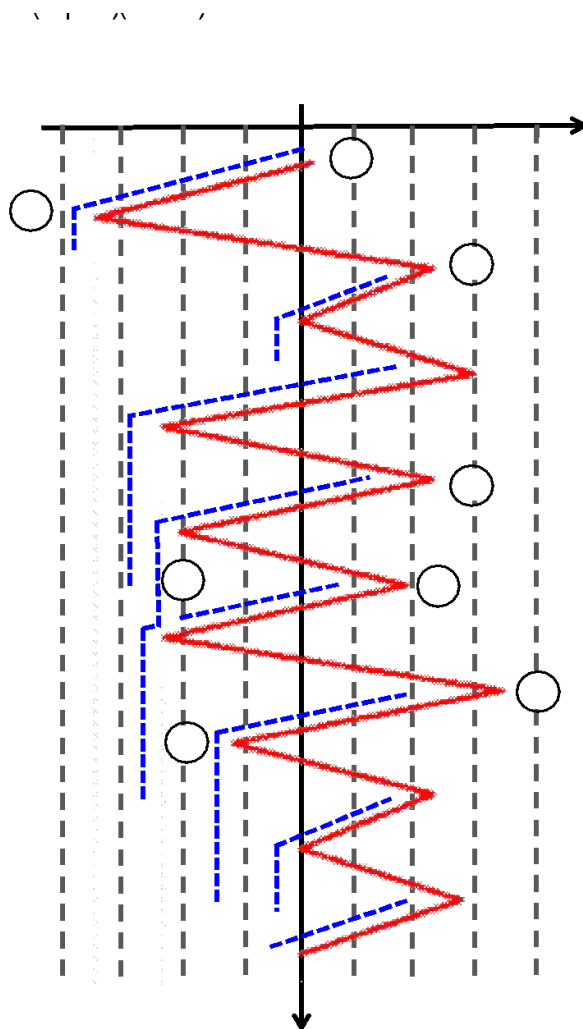


Figura 40 – Exemplo de aplicação do método *Rainflow*, [Adaptado de Frýba (1996)].

Desse modo, os exemplos acima apresentados, demonstram algumas aplicações referentes ao histórico apresentado, porém de acordo com Leitão (LEITÃO, 2009a) para que se obtenha uma análise completa, os demais picos devem ser analisados da mesma maneira. A mesma metodologia deve ser executada para verificação dos vales conforme a figura anterior (Figura 40). Uma vez que estejam feitas as análises totais dos picos e dos vales, os ciclos estarão corretamente contados pelo método *Rainflow*.

## 2.3 Considerações finais

No presente capítulo, a avaliação de fadiga em juntas soldadas com base em abordagens S-N baseadas em tensões nominais (globais) foi revisada de maneira detalhada e criticamente. Foi possível observar que embora a física do fenômeno da fadiga seja bem conhecida há mais de um século, a aplicação desse conhecimento ainda apresenta de certo modo desafios específicos para juntas soldadas e sobretudo pontes de aço, onde a maior parte das dificuldades estão relacionadas aos espectros de tensão de amplitude variável nos altos-ciclos de intervalo e detalhes não classificados ou padronizados com geometria complexa. Nesse contexto, também foram descritos outros fatores que afetam significativamente a resistência à fadiga, como o efeito da razão de tensão média, o modelo de dano sob carga de amplitude variável, o método de contagem de ciclos e outros. Alguns desses aspectos também são considerados nas abordagens de diferentes maneiras. As principais conclusões que podem ser alcançadas são em resumo as seguintes:

### **Em relação ao método de tensão nominal:**

- A evolução histórica do método de tensão nominal para avaliação do fenômeno de fadiga está intrinsecamente relacionada à indústria de materiais de aço desde o início da pesquisa do assunto ligado ao fenômeno de fadiga;
- Todavia, na atualidade, a abordagem de tensão nominal S-N é o procedimento de projeto mais prático e/ou praticado e difundido para a avaliação do fenômeno de fadiga até mesmo em detalhes de juntas de pontes metálicas, sendo esta, uma das principais referências para os outros métodos devido à sua forte base estatística fundamentadas em inúmeros dados S-N obtidos ao longo dos anos;
- As curvas S-N nominais fornecem estimativas de limite inferior da resistência à fadiga com os efeitos de desalinhamentos, tensões residuais de soldagem, tensão média, geometria da solda, defeitos metalúrgicos, formas de trincas e outros, mesmo de forma “conservadora”. Embora que a consideração



explícita de alguns desses efeitos na modelagem possa ser importante, a sua inclusão implícita nos espalhamentos de resistência simplifica bastante as verificações de segurança contra o fenômeno de fadiga em elemento de aço;

- O método em questão é a rigor da palavra limitado a detalhes classificados (ou “padronizados”), tais como: juntas relativamente simples e casos de carregamento uniaxial. Basicamente, se um detalhe estudado não pode ser atribuído a uma das categorias de detalhes disponíveis no IIW (IIW, 2016), o método de tensão nominal não pode ser praticamente utilizado, já que a hipótese de similitude não se aplica;
- A estimativa de amplitude variável e vida em fadiga nos regimes de altos ciclos de fadiga (HCF) e ciclos muito alto de fadiga (VHCF) representam na atualidade um dos campos em que mais esforços de pesquisa se concentraram. Nesse contexto, se pode dizer que o assunto, todavia está em debate devido às dificuldades associadas à realização de exames laboratoriais nesses regimes. Vale destacar que, entre as novas e importantes contribuições cita-se os seguintes autores: Maddah (2013), Angelo & Nussbaumer (2015), Baptista *et al.* (2017), Nussbaumer *et al.*, (2019), Pandit (2020) e outros, que propuseram em suas pesquisas pequenas mudanças nos códigos de projetos a serem tomadas em conta, sobretudo a consideração da influência dos espectros de carga do tráfego rodoviário na resistência à fadiga dos detalhes das juntas soldadas das pontes metálicas.

#### **Quanto aos métodos baseados em tensão estrutural:**

- Os métodos baseados em tensões estruturais, tais como; o método de tensão geométrica (sendo bastante abordado no Capítulo 6), são bastante úteis nos casos em que as tensões nominais não podem ser definidas de forma significativa, sendo esta, portanto, uma situação muito recorrente em projeto;

- Quando um detalhe estrutural difere em relação aos parâmetros individuais dos detalhes classificados ou estabelecidos nos códigos de projeto com base na abordagem de tensão nominal (global), os métodos baseados em tensão estrutural tornam-se indispensáveis como métodos complementares. E no caso dos detalhes não classificados e/ou pré-estabelecidos, tais como; detalhes em juntas com conexões complexas, com estados de tensão multiaxiais, estes podem ser avaliados com o auxílio do método dos elementos finitos, a fim de avaliar as falhas por fadiga tanto do pé de solda quanto da raiz da solda;
- No caso da aplicação do método de tensão estrutural geométrica (ponto quente), recomenda-se na atualidade o IIW (2016), pois o mesmo fornece a guia bastante abrangente para a aplicação do método em questão, tendo em conta o tipo de elemento, tamanho e pontos de referência.

Finalmente, as deficiências ou limitações do método de tensão nominal (global) servem para lembrar que o mesmo não deve ser usado para respostas definitivas para a estimativa da vida em fadiga de juntas soldadas (global). Portanto, para análise de tensão geométrica descrito no fluxograma no Capítulo 6, para a avaliação da vida de propagação de trincas de detalhes de juntas soldadas de pontes rodoviárias com base nos princípios básicos da mecânica da fratura e análise dinâmica. No mesmo capítulo, serão discutidos o método das tensões estruturais *hot-spot* e a validação do mesmo para detalhe típico de ponte rodoviária.

### 3 AVALIAÇÃO DE FADIGA DE ESTRUTURAS SOLDADAS

#### 3.1 Introdução

O presente trabalho de pesquisa objetiva analisar os sistemas estruturais dinâmicos e realizar a verificação de projeto à fadiga de pontes rodoviárias em aço e mistas (aço-concreto). Desse modo, no contexto da mecânica da fadiga como fenômeno físico será dado enfoque para algumas técnicas relevantes para análise de juntas soldadas de pontes. Vale ressaltar que para além da presente pesquisa, existem outros trabalhos na literatura que abordam o tema em questão, e que merecem ser referenciados, para melhor entendimento do assunto; portanto, recomenda-se a leitura com bastante atenção dos trabalhos de Afonso (2002), Alencar (2015), Lee *et al.* (2008), Pravia (2003) e Viana (2019).

Dado que o presente trabalho está relacionado com o fenômeno de fadiga devido ao carregamento do tráfego rodoviário (para condições reais de operação), principalmente nas faixas laterais e central, neste capítulo serão revisadas as abordagens para avaliação e validação do método de análise de *hot-spot* baseando-se nas tensões, do ponto de vista local nos detalhes dos sistemas estruturais de aço.

Na primeira parte do presente Capítulo, seção 4.2, será apresentada uma revisão crítica da literatura sobre o método de tensões *hot-spot* em sistemas estruturais, além do arcabouço padrão para a aplicação do método em detalhes de pontes rodoviárias mistas. Na segunda parte, seção 4.3, o enfoque será dado à validação do método de tensão *hot-spot* para detalhes *web-gap* – que se traduzem como o espaço entre a mesa de longarinas e enrijecedores transversais de alma. Como os(as) códigos/normas atualizadas de fadiga de juntas soldadas estão se tornando uniformizados(as) por meio das recomendações disponíveis para avaliar estruturas de engenharia civil, quando necessário, o presente trabalho fará referência ao procedimento da norma americana de fadiga *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO, 2014a), e a recomendação do *International Institute of Welding* (IIW, 2016) para apresentar em detalhes os procedimentos para a obtenção de tensões superficiais extrapoladas com base no método *hot-spot*.

Tal como já destacado no Capítulo 4, entender-se que os componentes ou peças submetidas a tensões variáveis podem sofrer danos físicos microscópicos (em dependência do material), mesmo quando as tensões são bem inferiores ao limite de resistência. Nesse contexto, o dano microscópico pode se acumular com a variação de tensão até desenvolver uma trinca ou outro dano macroscópico, podendo provocar posteriormente a ruptura do componente. Entretanto, este processo de dano e falha devido aos carregamentos variáveis no domínio do tempo é chamado fenômeno de Fadiga (MATOS, 2015).

A vida em fadiga de um componente corresponde à quantidade de ciclos que este consegue suportar antes da falha. Em seguida, é exposta às variáveis que influenciam significativamente na vida à fadiga de um elemento estrutural ou componente estrutural: i) variação de tensão; ii) detalhes geométricos do elemento estrutural; iii) características do material; iv) classe ou tipo de ambiente que o mesmo é exposto. É importante mencionar que, normalmente, quando uma parte do ciclo está em compressão, a vida de fadiga é aumentada em comparação com ciclos em que há apenas tensões de tração. No caso de haver solda em um elemento estrutural, as tensões residuais tendem a anular a parte comprimida. Para contribuir positivamente na vida de fadiga, as juntas soldadas podem receber tratamentos pós-soldagem e serem fabricadas por métodos melhorados. Nesse contexto, as influências geométricas podem-se classificar em três tipos: i) efeitos da geometria da estrutura – como o formato da seção transversal; ii) efeito da concentração de tensão – em conexões etc.; iii) efeito das descontinuidades na solda – induzidas pelo processo de fabricação, que pode gerar trinca, falta de penetração da solda, porosidades, ou por pontos de corrosão (NUSSBAUMER; BORGES; DAVAINÉ, 2012). Nesse contexto, o método atualmente mais consolidado para avaliação da concentração de tensões devido à geometria local da solda recebe o nome de método da tensão *hot-spot*, que receberá enfoque neste Capítulo nas seções a seguir.

## 3.2 Método da tensão *hot-spot*

### 3.2.1 Introdução

Dentre as definições de tensão *hot-spot* encontradas na literatura, pode-se dizer que a mesma consiste na tensão principal máxima na peça ou no material base adjacente à borda do cordão de solda, considerando os efeitos da concentração de tensão devido aos detalhes da geometria como um todo. No caso do aumento de tensão sobre o elemento estrutural, de acordo com alguns autores (HONG; DONG, 2004; LEE *et al.*, 2010; SAINI; KARMAKAR; RAY-CHAUDHURI, 2016) o método de tensão *hot-spot* considera os efeitos (do aumento de tensão) tendo em vista a descontinuidade geométrica, mas considerando a tensão localizada no entalhe da solda na peça. Sendo assim, de acordo com Viana (2019), as pesquisas desenvolvidas utilizando os métodos com abordagem de tensão *hot-spot* ou geométrica aumentam consideravelmente a capacidade de se avaliar o fenômeno da fadiga em estruturas sob carregamentos cíclicos, tendo em vista a possibilidade da utilização de geometrias diversas.

Desse modo, dada a complexidade que envolve o processo de análise de vida útil à fadiga de elementos estruturais soldados, pode-se consumir que o assunto em questão deve ser rigorosamente estudado e divulgado, tal como vem sendo recomendado por diversos autores (DONG, 2001; FRICKE, 2003; HOBACHER, 2016a; SKOGLUND; LEANDER, 2022; TARAS; UNTERWEGGER, 2017). Nisso, várias metodologias foram e estão sendo desenvolvidas e conseqüentemente atualizam-se as normas nacionais e internacionais com intuito de contrabalançar a minimização de riscos nos projetos relacionados com elementos estruturais soldados, tendo em conta sobretudo a minimização de custos exigida pelo ambiente industrial altamente competitivo dos últimos anos. Portanto, devido a isso, no presente subitem avalia-se a abordagem de tensão *hot-spot* ou geométrica para análise à vida de fadiga em detalhes de juntas soldadas de vigas metálicas de ponte, tendo em vista os efeitos de solicitação originados pelo tráfego de veículos.

### 3.2.2 Abordagem de tensão *hot-spot* ou geométrica

Ao se tratar de conceitos correlatos às tensões  $\Delta\sigma$ -N, é necessário definir a faixa ou variação de tensão e o critério de falha. Considerando, por exemplo a junta em forma de “X” (ver Figura 41a), é possível conceber as tensões "nominais" nas chapas de reforço e as tensões máximas na ligação, ou seja, na interseção entre as barras de reforço e as barras do cordão da solda. As cargas axiais são definidas em tensões nominais nas barras, ao passo que, no caso dos momentos fletores, uma certa seção transversal deve ser definida. Tal como é ilustrado na Figura 41a, torna-se necessário definir a tensão máxima considerada, tendo em vista que para uma carga específica a tensão máxima real é determinada com base no seguinte: i) a geometria global da junta (tipo de junta e parâmetros de junta); ii) a configuração geral da solda (solda de enchimento, solda de topo; plana, convexa, côncava); iii) condições locais no topo da solda (raio do topo da solda, mordedura na solda etc.). De acordo com ITEA - *Instituto Técnico de la Estructura en Acero* - (ITEA, 2002), as condições locais no topo da solda dependem do trabalho da oficina (soldador, condições de soldagem e processo de soldagem). Geralmente, esse efeito é incorporado indiretamente através da dispersão dos resultados dos testes. O mesmo pode ser aplicado ao perfil da solda (plano, convexo ou côncavo).

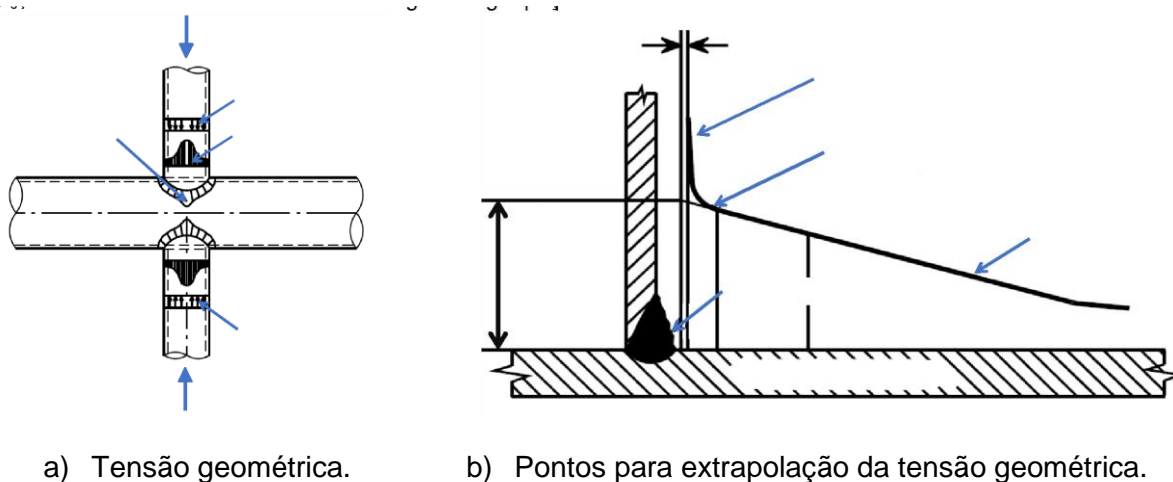


Figura 41 – a) Exemplos de distribuição de tensões geométricas em uma junta em X entre seções circulares submetidas a carregamento axial; b) Extrapolação da tensão geométrica máxima no pé da solda [Adaptado de ITEA (2002)].

É importante recordar que em um certo momento, imaginou-se apenas a estimativa de um parâmetro baseado no valor da tensão máxima geométrica, que tivesse em conta a geometria global e a carga, seria suficiente para correlacionar o comportamento à fadiga de todos os tipos de juntas a uma simples curva S-N básica definida por um valor característico, descobrindo-se mais tarde a necessidade de utilização de pelo menos mais de duas curvas. Além disso, pode-se dizer que a propagação de trincas não depende exclusivamente da variação de tensão máxima real, mas de todo o padrão das tensões. Por essa razão, os gradientes de tensão também exercem alguma influência. Atualmente, este gradiente de tensão próximo à região da solda é incorporado no método *hot-spot* apenas parcialmente por meio da extrapolação ao longo da superfície. Por outro lado, como será mostrado posteriormente (subitem 4.2.4), a espessura também exerce uma influência que deve ser levada em consideração de forma independente (VIANA, 2019).

Na abordagem de tensão *hot-spot* ou geométrica, a variação de tensão geométrica é usada como base para a análise. Nesse contexto, a extrapolação é definida de tal maneira que os efeitos da geometria global da solda (plana, côncava, convexa) e as condições na borda da solda (ângulo, mordedura na peça) não sejam incluídos na tensão *hot-spot* ou geométrica. Portanto, em seguida é apresentado a Figura 42, que apresenta com maiores detalhes os pontos de extrapolação, tal como foi explicado, o primeiro ponto de extrapolação deve estar necessariamente localizado/situado fora da área de influência da solda.

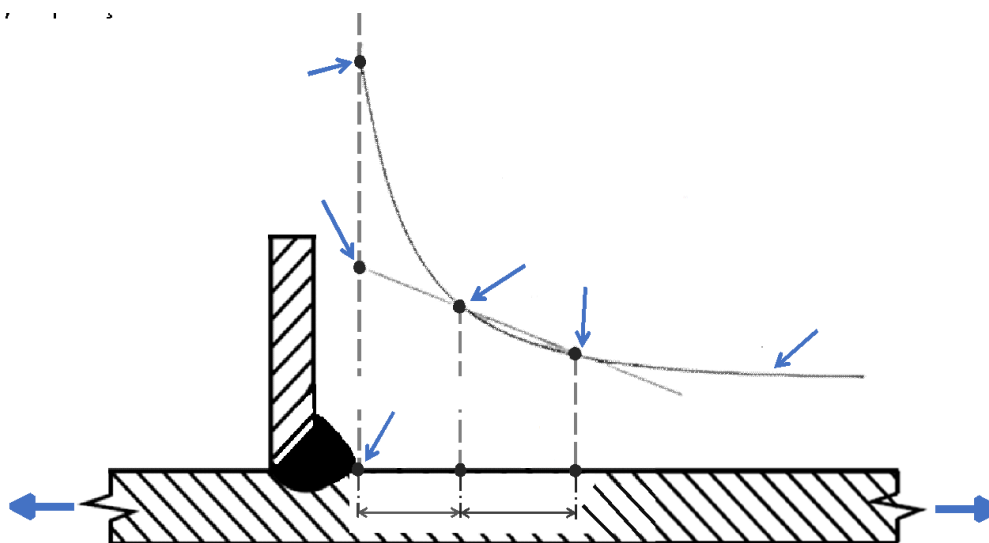


Figura 42 – Método de extrapolação com base nos pontos de extrapolação: distribuição de tensões próximo ao cordão de solda [Adaptado de IIW (2016)].

Para extrapolação linear, são definidos dois pontos na posição côncava e convexa do cordão de solda e do reforço, onde o primeiro ponto pode ser tomado a 0,4 de  $t_w$  com um mínimo de 4 mm na borda da solda. Quanto ao segundo ponto, o mesmo depende do tipo de seção utilizada. No presente caso, trata-se de uma seção transversal retangular.

Nos casos em que a distribuição de tensão *hot-spot* ou geométrica não é linear, é definida uma extrapolação quadrática com pontos de medição bem definidos. Destacando-se que alguns códigos ou regulamentos estabelecem que a tensão principal deve ser extrapolada na borda da solda. No entanto, este procedimento tem sérias desvantagens, que são destacadas em seguida:

- a) O componente de tensão perpendicular ao pé da solda governa a propagação de trincas ao longo da borda da solda;
- b) A direção de tensão *hot-spot* ou geométrica principal perto da borda da solda é praticamente perpendicular à borda da solda, mas é modificada em locais mais distantes da borda da solda. Este fato favoreceria uma extrapolação ao longo de uma linha curva, o que resulta difícil;
- c) Se a extrapolação for realizada ao longo de uma linha paralela à borda da solda, uma extrapolação das tensões principais poderia resultar em uma tensão *hot-spot* principal menor do que aquela que seria obtida por uma extrapolação das tensões perpendiculares à borda da solda;
- d) A direção da tensão principal pode variar para diferentes casos de carga, sendo proibido a sobreposição do caso de carga;
- e) Outro aspecto consiste em que a direção exata da tensão principal é desconhecida devido às tensões residuais.

Em vista dos argumentos acima, é preferível a extrapolação de tensões perpendiculares ao pé de solda. Para um determinado caso de carga e para um determinado tipo de ligação com geometria definida, é possível determinar a tensão *hot-spot* ou geométrica extrapolada a partir de medições realizadas em corpos de prova reais metálicos, ou com cálculos de elementos finitos. Por esta razão, as tensões *hot-spot* ou geométricas máximas estão relacionadas, por meio de



coeficientes de concentração de tensões, à tensão nominal de barra e/ou de placas (na maioria dos casos, o reforço) que causa a tensão *hot-spot* na interseção do reforço com cordão de solda.

No caso de uma junta, conforme ilustrado no exemplo da Figura 43, sem carga no cordão de solda, o coeficiente de concentração de tensão para um local específico (cordão de solda, reforço; parte côncava ou convexa) é definido com base na equação matemática, onde:  $FCT_i$  é o fator de concentração de tensão,  $\Delta\sigma_{hs}$  é a variação de tensão *hot-spot* e  $\Delta\sigma_n$  é a variação nominal de incremento de tensão no enrijecedor.

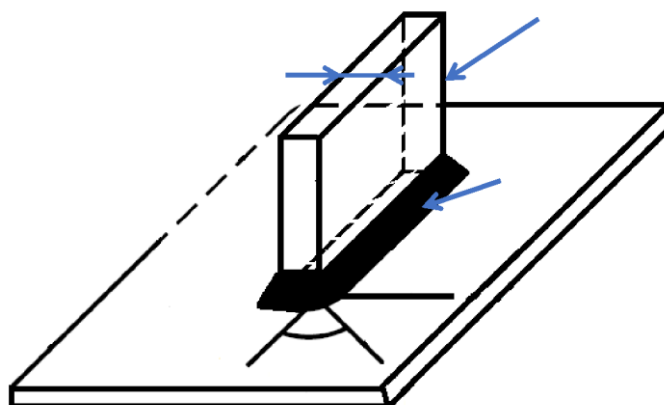


Figura 43 – Localizações das tensões *hot-spot* ou geométricas máximas extrapoladas para uma junta em T [Adaptado de Lee *et al.* (2008)].

Desta forma (com base na Equação 17) é possível determinar os coeficientes de concentração de tensões para várias condições de carregamento (carga axial, flexão no plano e flexão fora do plano), em vários locais, por exemplo, nas posições côncava e convexa do elemento a ser analisado. Com base em estudos paramétricos em elementos finitos, foram desenvolvidas fórmulas paramétricas que fornecem coeficientes de concentração de tensão para vários locais e cargas.

$$FCT_i = \frac{\Delta\sigma_i \text{ (variação de tensão hot\_spot)}}{\Delta\sigma_n \text{ (variação de tensão nominal)}} \quad (17)$$

Para uma carga combinada, os intervalos de tensão nominal do reforço devem ser multiplicados pelo fator de concentração de tensão relevante para o local

específico. Em seguida, é apresentada a forma de proceder (calcular) em expressão matemática (Equação 18), isso para um caso de junta com configuração T.

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_{a_{enrij.}} \times FCT_{a_i} + \Delta\sigma_{bip_{enrij.}} \times FCT_{bip_i} + \Delta\sigma_{bop_{enrij.}} \times CCT_{bop_i} \quad (18)$$

As tensões *hot-spot* ou geométricas consideradas até então são causadas pelas forças, ou momentos nos reforços. Mas as forças presentes no cordão também darão origem a concentrações de tensões na interseção, embora sejam consideravelmente menores. Desse modo, também é necessário incorporar esses efeitos. Mas neste caso, os coeficientes de concentração de tensão estão relacionados com a tensão nominal no cordão de solda. O efeito do carregamento do cordão de solda na tensão *hot-spot* ou geométrica máxima no reforço é geralmente pequeno e pode ser ignorado. Entretanto, para o cordão da solda, o coeficiente de concentração de tensões pode atingir valores de até 2,5.

Com base no método descrito acima, é possível determinar a variação de tensões *hot-spot* ou geométricas para diversas localizações do cordão de solda e do reforço (enrijecedor), considerando a carga relevante. Já que o comportamento à fadiga depende da espessura, é necessário determinar a variação de tensão *hot-spot* máxima para o cordão de solda e o reforço, considerando diferentes espessuras. Mediante a utilização da curva  $\Delta\sigma$ -N para tensão *hot-spot* ou geométrica, é possível determinar o número de ciclos até a falha do sistema estrutural.

Atualmente, a determinação de tensões geométricas, também chamada de tensões estruturais com base em modelos do tipo casca (métodos de extrapolação) está bem estabelecida e validada para estruturas na indústria naval (FRICKE, 2001). A primeira aplicação relatada da abordagem tensão *hot-spot* para detalhes estruturais de pontes de aço deve-se provavelmente a Miki & Tateishi (1997). Nas últimas décadas, a aplicação da abordagem *hot-spot* para a avaliação da vida à fadiga de estruturas soldadas aumentou rapidamente com o uso crescente da Análise em Elementos Finitos (FEA). Diante do exposto, importa referir que o método em questão está experimentando a adoção crescente nos setores específicos de engenharia civil, sobretudo em pontes mistas (aço-concreto) e de aço soldados (ALENCAR *et al.*, 2018a; PARK; KIM, 2014; QUISSANGA *et al.*, 2021).

### 3.2.3 Escopo da aplicação do método de tensão *hot-spot*

Tal como abordado no item anterior, normalmente a abordagem de tensão estrutural *hot-spot* é aplicada a juntas de elementos estruturais soldadas, onde para as quais dois aspectos são rigorosamente reconhecidos, como: 1) a tensão principal flutuante atua predominantemente no sentido transversal ao pé da solda ou, em outras palavras, nas extremidades de uma solda longitudinal descontínua e 2) a possível trinca de fadiga iniciará no pé da solda ou na extremidade do cordão de solda. Em seguida, são apresentados a) - e) na Figura 44, os casos em que a abordagem de tensão estrutural *hot-spot* são aplicados. A abordagem de tensão estrutural *hot-spot* convencional não é aplicável aos casos em que a trinca cresce na raiz da solda e se propagará através da garganta (*throat*) da solda, conforme apresentado nos casos de (f) a (j) da figura em questão. Entretanto, a abordagem convencional de tensão estrutural *hot-spot* também não é aplicável à soldagem contínua submetida principalmente a carregamento longitudinal, para a qual não haverá concentração de tensão significativa, sendo somente aplicável a abordagem de tensão nominal (global).

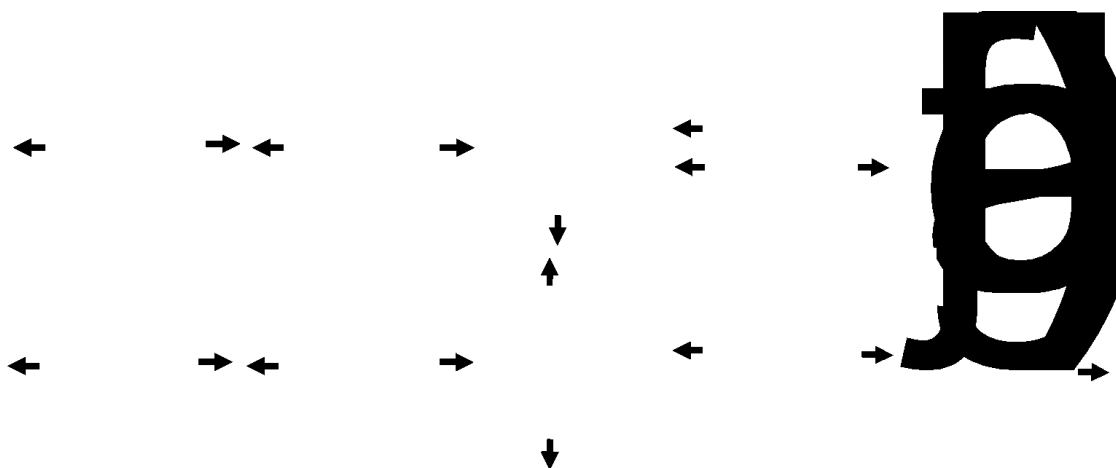


Figura 44 – Exemplos de locais de iniciação de trincas por fadiga em juntas soldadas  
[Adaptado de Niemi e Maddox (2018)].

Em soldas com suporte de carga e com suporte de carga parcial, conforme os casos (f) a (j) da Figura 44, é comum o trincamento. Desse modo, devido às recomendações atualizadas sobre a adoção das boas práticas na construção para

evitar o fenômeno de fadiga nas estruturas soldadas da ponte, tais como soldas de penetração total preferenciais em vez de soldas de filete ou penetração parcial, presume-se que a falha por fadiga ocorrerá principalmente a partir do pé da solda ao invés da raiz da solda (POUTIAINEN; TANSKANEN; MARQUIS, 2004). Entretanto, abordagens que visam avaliar a fissuração por fadiga em juntas soldadas por meio de tensões estruturais que consistem em uma variante do método convencional estão disponíveis nas diretrizes do IIW (FRICKE, 2013; FRICKE; KAHL; PAETZOLD, 2006). Destacando que existem outras abordagens baseadas em tensões estruturais para os casos de fissuras que crescem a partir da raiz da solda, já que a abordagem convencional em sua versão de extrapolação de superfície não se aplica a esse tipo de fissuras.

Diante disso, a abordagem de tensão *hot-spot* pode ser empregada com o auxílio de *softwares* de simulação numérica para a avaliação de detalhes não relacionados em normas e recomendações. Para a utilização do método da tensão *hot-spot* via análise numérica computacional, de acordo com Heshmati (2012), Aygul *et al.* (2013) e Skoglund & Leander (2022), faz-se importante a utilização de uma guia bem fundamentada, já que os resultados obtidos via métodos dos elementos finitos são muito sensíveis ao tipo de malha e elemento utilizado, tendo em vista, sobretudo a existência de diferentes aproximações conforme cada tipo de simulação a ser realizada. Quanto aos tipos de elementos, a princípio, podem ser utilizados dois tipos, que são os elementos de casca (*SHELL*) e os elementos sólidos (*SOLID*), conforme mostrado na Figura 45.

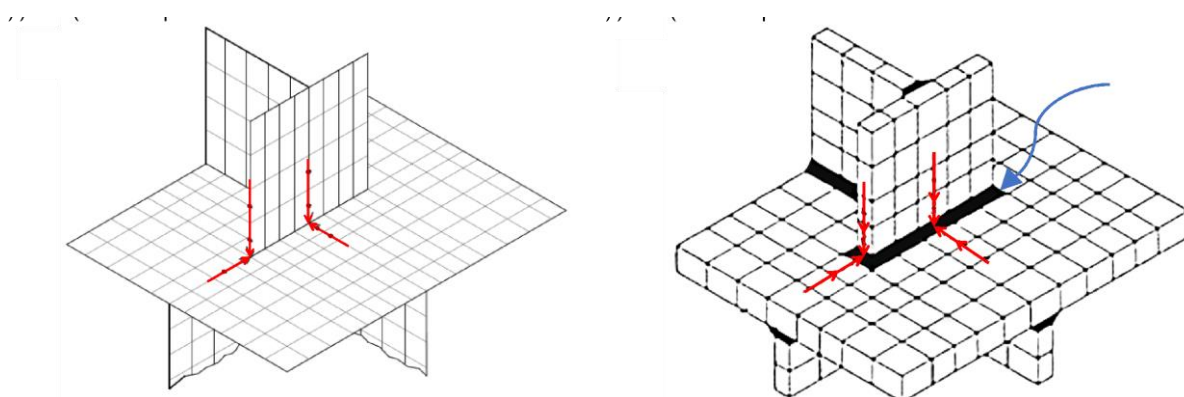


Figura 45 – Linhas de extrapolação de tensões e tipos de elementos finitos: a) Elementos de cascas sem soldas; b) elementos sólidos com os cordões de solda modelados [Adaptado de Heshmati (2012)].

No caso de elementos de casca (*SHELL*), a tensão na superfície pode ser obtida a partir dos pontos médios correspondentes. Nisso, as tensões nos nós intermediários ao longo da linha podem ser utilizadas diretamente como as tensões nos pontos a  $0,5 t_w$  e  $1,5 t_w$ . Para o caso de elemento sólido (*SOLID*) a tensão pode ser inicialmente extrapolada dos pontos de integração de Gauss para a superfície. Em seguida, estas tensões podem ser interpoladas linearmente para o centro da superfície ou extrapoladas para as extremidades dos elementos, se esta for a linha de avaliação das tensões *hot-spot* ou geométrica. Vale ainda dizer que o elemento sólido é indicado para estruturas com maior complexidade, porém de acordo com Heshmati (2012), devem ser observadas as questões de aproximação do método, pois a utilização de elementos com função quadrática de deslocamento possibilita a não-linearidade na espessura, sendo necessário um pós-tratamento dos resultados alcançados.

Com base às normas, recomenda-se que a tensão principal máxima seja utilizada como componente de tensão apropriada na avaliação, sendo que este deve estar dentro da abrangência de um ângulo de  $60^\circ$  em relação à direção perpendicular ao local esperado para o início da trinca, na borda do cordão de solda. A análise a ser utilizada pode ser de natureza linear elástica, tendo o cordão de solda as mesmas ou iguais propriedades que as do metal de base. Em seguida é apresentado na Figura 46, os tipos de elementos recomendados para a análise de tensão *hot-spot*, ressaltando que é de extrema importância que os elementos representem uma distribuição linear de tensões ao longo da espessura da chapa e/ou placa.

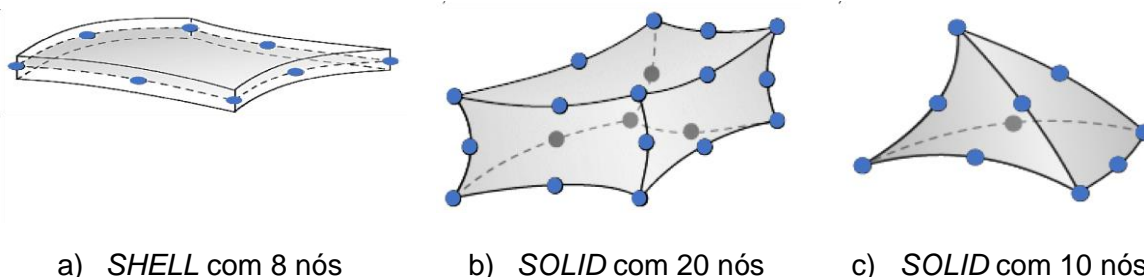


Figura 46 – Elementos recomendados para o cálculo da tensão usando o método dos elementos finitos: a) elemento de casca com 8 nós; b) elemento sólido isoparamétrico com 20 nós e integração reduzida; c) elemento sólido tetraédrico com 10 nós [Adaptado de Heshmati (2012)].

Com base na figura anterior (Figura 46), em seguida é apresentada em forma de tabela (ver Tabela 4), as regras específicas para malha de elementos finitos para a tensão *hot-spot* e os pontos de extrapolação adequados para obtenção de tensões em estruturas tipo chapa. No caso de estruturas tubulares, estas não serão abordadas, pois estão fora do escopo do presente trabalho de pesquisa. Nesse contexto, quando se adota uma malha grossa, obriga-se a utilização de elementos do tipo sólido quadrático de 20 nós ou elementos do tipo casca de 8 nós. E no caso de malha relativamente fina, pode-se utilizar elementos do tipo sólido linear de 8 nós, destacando que é recomendável a adoção de pelo menos dois ou três elementos na direção da espessura do modelo, de modo a evitar travamento por cisalhamento na presença de altas tensões de flexão.

Tabela 4 – Malha recomendada: extrapolação para a abordagem *hot-spot* (IIW, 2016).

Tipo de modelo e pé de solda		Modelos relativamente grosseiros		Modelos relativamente bons	
		Tipo A	Tipo B	Tipo A	Tipo B
Tamanho do elemento	Casca	$t_w \times t_w$ máx $t \times w/2$	10 x 10 mm	$\leq 0,4 t_w \times t_w$ ou $\leq 0,4 t_w \times w/2$	$\leq 4 \times 4$ mm
	Sólido	$t_w \times t_w$ max $t_w \times w$	10 x 10 mm	$\leq 0,4 t_w \times t_w$ ou $\leq 0,4 t_w \times w/2$	$\leq 4 \times 4$ mm
Pontos de extrapolação	Casca	0,5 $t_w$ e 1,5 $t_w$ Pontos médio	5 e 15 mm Pontos médio	0,4 $t_w$ e 1,0 $t_w$ Pontos nodais	4, 8 e 12 mm Pontos nodais
	Sólido	0,5 e 1,5 $t_w$ Centro de superfície	5 e 15 mm Centro de superfície	0,4 $t_w$ e 1,0 $t_w$ Pontos nodais	4, 8 e 12 mm Pontos nodais

A partir do documento criado pelo *International Institute of Welding* (IIW, 2016), denominado *Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components* (RFDWJC), que se traduz em: “Recomendações para o Projeto de Fadiga de Componentes e Juntas Soldadas”, observa-se que o mesmo apresenta de maneira detalhada os procedimentos para utilização da metodologia de tensão *hot-spot*. Tal

como já referido, a tensão estrutural é determinada utilizando os pontos de referência e a extrapolação conforme os casos apresentados da Figura 47.

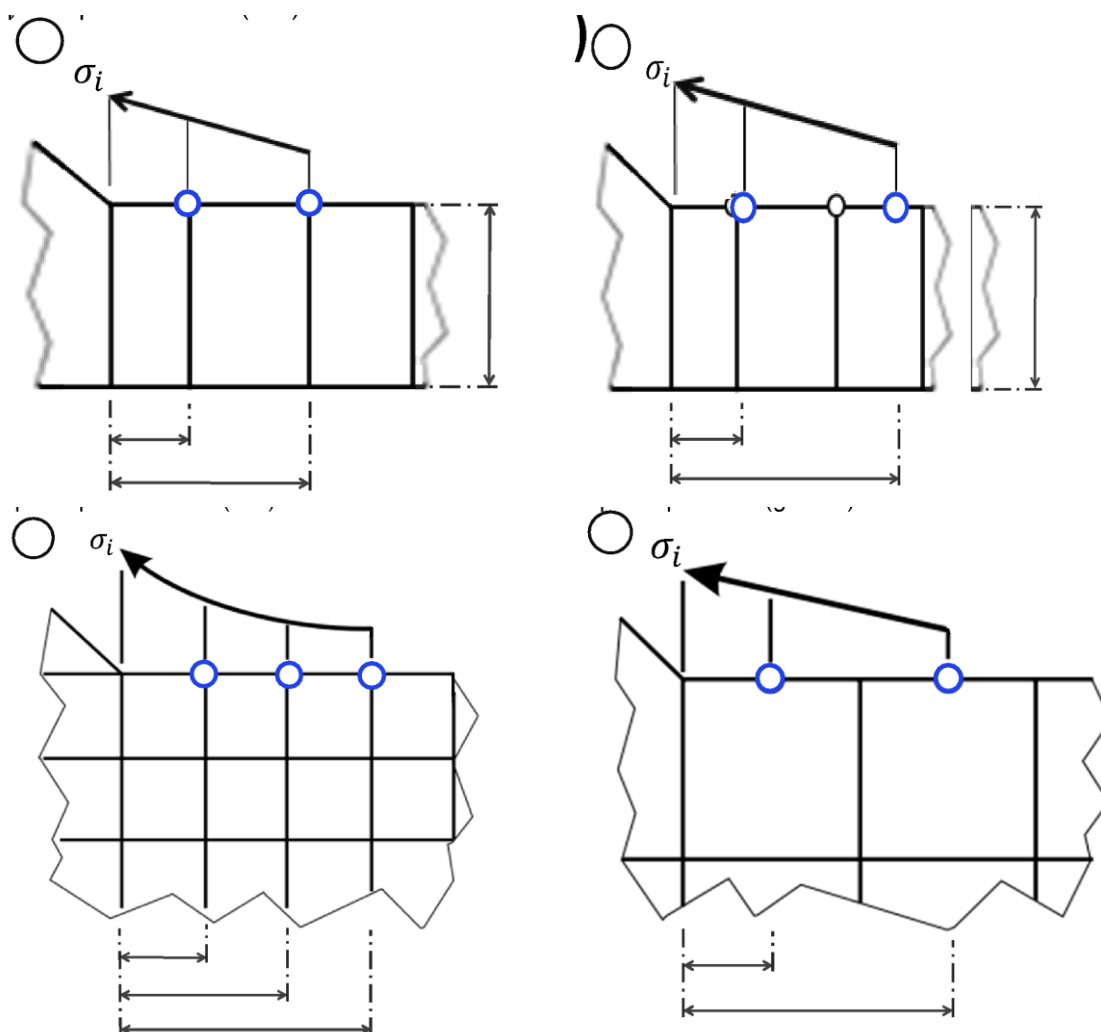


Figura 47 – Recomendações de pontos de referência para extrapolação lineal e quadrática para diferentes tipos de malha: (i), (iii) Malha mais refinada (fina) e (ii), (iv) Malha menos refinada (grossa) [Adaptado de IIW (IIW, 2016)].

Dentre os diferentes procedimentos de cálculo da tensão *hot-spot*, o mais típico baseia-se na extrapolação linear superficial dos valores de tensão nas distâncias de  $0,4 t_w$  e  $1,0 t_w$  da ponta de solda, onde  $t_w$  corresponde à espessura da placa do elemento submetido ao carregamento (Figura 47). Nesse contexto, de acordo com Saini *et al.* (SAINI; KARMAKAR; RAY-CHAUDHURI, 2016), o método da tensão *hot-spot* considera o efeito do aumento da tensão devido à descontinuidade geométrica, mas desconsidera a tensão localizada no entalhe da solda do elemento estrutural em análise. Este método é baseado na tensão principal máxima adjacente à borda do cordão de solda, considerando os efeitos da concentração de tensão devido à

geometria bruta como um todo e excluindo efeitos não lineares devido a geometria do cordão de solda (BIJLAARD, 2008). Importa reiterar que, conforme apresentado na Figura 47, pode-se calcular as tensões estruturais extrapoladas de superfície ou linearizadas através da espessura, tendo em vista que, a tensão geométrica não considera o pico não linear resultante da descontinuidade existente no limite do cordão de solda. A Figura 48, ilustra a classificação tipo A) e/ou B) conforme a localização dos pontos de extrapolação de tensão *hot-spot*, considerando a recomendação da IIW (2016), que orienta que: a extrapolação da tensão *hot-spot* deve ser feita de acordo com: 1) o tipo, A ou B, que depende da localização da superfície em que os pontos de extrapolação se encontram; 2) o tipo de aproximação – linear ou quadrática; e 3) o refinamento da malha.

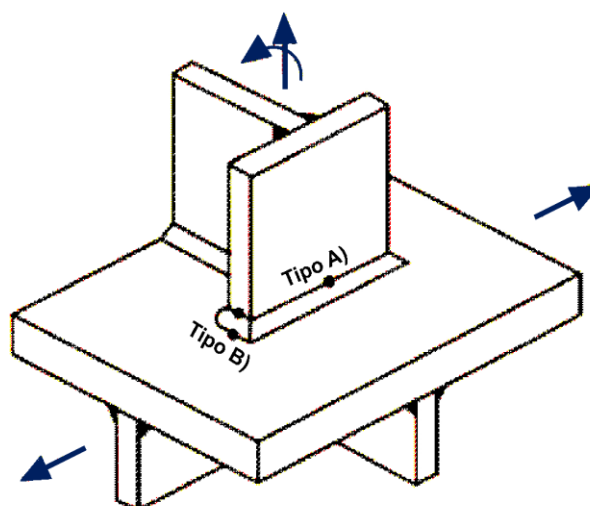


Figura 48 – Classificação do detalhe tipo A e/ou B da tensão *hot-spot* ou geométrica [Adaptado de Viana (2019)].

Com relação ao efeito da espessura do elemento estrutural, pode-se dizer que o motivo pelo qual, os corpos de prova que possuem a mesma geometria e carga, e a mesma variação de tensões *hot-spot* ou geométricas, mas tamanhos diferentes, é que se observa uma resistência à fadiga menor nos corpos de prova com maiores espessuras, que se atribui aos seguintes aspectos (BRANCO, C. M. FERNANDES, A. A. CASTRO, 1999; LAGE, 2008):

- I) Efeitos geométricos;



Embora a geometria possa ser a mesma, o gradiente de tensão do entalhe é menos pronunciado para espessuras maiores. Como resultado, as tensões na ponta da trinca são maiores, aumentando assim a propagação da trinca. A geometria não está totalmente em escala, por exemplo, o raio da aresta da solda não aumenta na mesma proporção que a espessura da parede, resultando em um efeito maior de espessura.

#### II) Efeitos estatísticos:

Estatisticamente, em um volume maior, a probabilidade de um defeito maior aumenta e a resistência à fadiga diminui com o aumento da magnitude do defeito.

#### III) Efeitos tecnológicos:

Em maiores espessuras, o tamanho do grão é mais grosso, a resistência ao escoamento é menor, as tensões residuais são maiores, a tenacidade é menor e a probabilidade de rachaduras por absorção de hidrogênio aumenta; tudo isso produz uma menor resistência à fadiga no caso de corpos de prova com maior espessura.

- Outro fator que contribui para a influência da espessura é o estado de tensão, ou seja, deformação plana vs tensão plana.

### 3.2.4 Guia para a determinação de tensão *hot-spot*

A fim de sintetizar a aplicação global da abordagem *hot-spot* para a avaliação da fadiga de juntas soldadas, Ladinek *et al.* (LADINEK; LANG; LENER, 2016) revisaram as diretrizes do IIW e as organizaram em fluxogramas. Entretanto, o principal objetivo da presente abordagem consiste em estender em detalhes as instruções sobre a aplicação (validação) do método estrutural de tensão *hot-spot*, ou seja, as técnicas de modelagem e extrapolação em elementos finitos e os tipos de pontos *hot-spot*, e alguns tipos de juntas soldadas e suas correspondentes classes, que também recebem a nomenclatura FAT – por exemplo, FAT 90 significa uma junta soldada com resistência característica de 2 milhões de ciclos a amplitude constante

de 90 MPa. Em seguida é apresentado na Figura 49 e 50 os fluxogramas, que fornecem a estrutura geral de avaliação de fadiga para pontes metálicas soldadas usando uma abordagem baseada em tensão *hot-spot*, cobrindo os aspectos relevantes da revisão da literatura. Assim, de acordo com Ladinek *et al.* (2016) e Alencar (2021) a abordagem baseada em tensão *hot-spot* é dividida de maneira geral em quatro etapas:

i) **Classificação:**

Na etapa de classificação, o profissional ou engenheiro identifica o ponto *hot-spot* de extrapolação, o modo de carregamento e, portanto, a curva S-N do *hot-spot* característica correspondente. Se a junta soldada não se enquadrar em nenhuma categoria padrão, por exemplo, soldas de ângulo submetidas apenas a tensões na direção longitudinal, o método de tensão *hot-spot* não seria aplicável;

ii) **Modelagem:**

Nesta etapa, é criado o modelo geométrico idealizado do detalhe (usando programas CAD). Se forem presumidas baixas tensões de flexão locais, o que é bastante raro mesmo para corpos de prova carregados uniaxialmente devido à geometria assimétrica, pode-se permitir o uso de modelos simplificados sem a necessidade de modelar a solda;

iii) **Malha:**

Nesta etapa, após a geometria ter sido criada e importada para o programa de elemento finito, deve-se escolher o tipo de elemento finito e o esquema de integração a ser utilizado. Se forem empregados elementos sólidos lineares de 4 nós, a discretização de chapas com apenas 1 elemento através da espessura deve ser evitada devido aos efeitos de *shear locking*. Se um gradiente de tensão acentuado ou a presença de qualquer descontinuidade nas proximidades *hot-spot* puderem ser presumidos, malhas finas devem ser preferidas. Caso contrário, malhas grossas são permitidas para obter em menor tempo de processamento computacional. Em seguida é definido o tamanho dos elementos finitos dependendo do tipo de análise *hot-spot*, sendo malhas finas ou grossas; e elementos sólidos ou de casca. Destacando que os requisitos de tamanho de elementos finitos devem ser seguidos para regiões próximas ao *hot-spot*,

iv) **Extrapolação:**

Nesta etapa, deve-se calcular o valor da tensão *hot-spot* a partir das fórmulas prontamente disponíveis de cada ciclo de carregamento de fadiga, usando como entrada as tensões nodais médias dos nós de referência apropriados do modelo em elementos finitos. As localizações dos nós de referência dependem do tipo de tamanho de elementos finitos empregado na etapa anterior. As tensões de *hot-spot* devem ser calculadas para cada etapa do histórico de carregamento de fadiga a partir da solução em elementos finitos de uma análise estática ou dinâmica. Para análise transiente, esse processo pode ser automatizado na maioria dos programas em elementos finitos;

v) **Verificação:**

Nesta etapa, uma vez calculadas as tensões de *hot-spot*, é empregado o algoritmo de *rainflow* (Capítulo 3, seção 3.2.7). Então, o dano final é calculado e a segurança à fadiga é verificada se o dano for menor que 0,5, valor comumente adotado para juntas soldadas conforme os entendimentos mais recentes sobre o assunto IIW (2016).

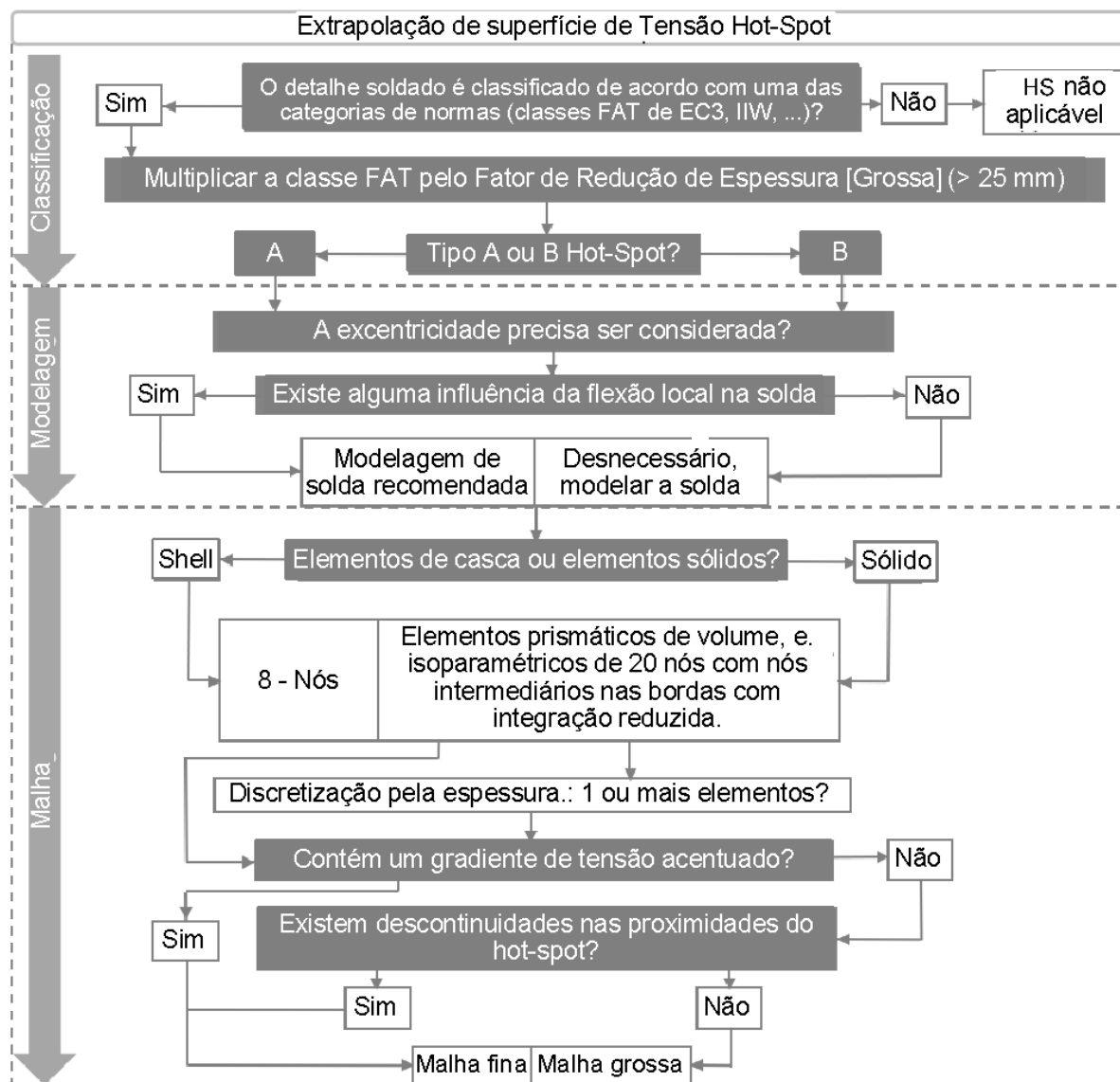


Figura 49 – Fluxograma para o método de tensão *hot-spot* [Adaptado de Ladinek *et al.*, (2016)].

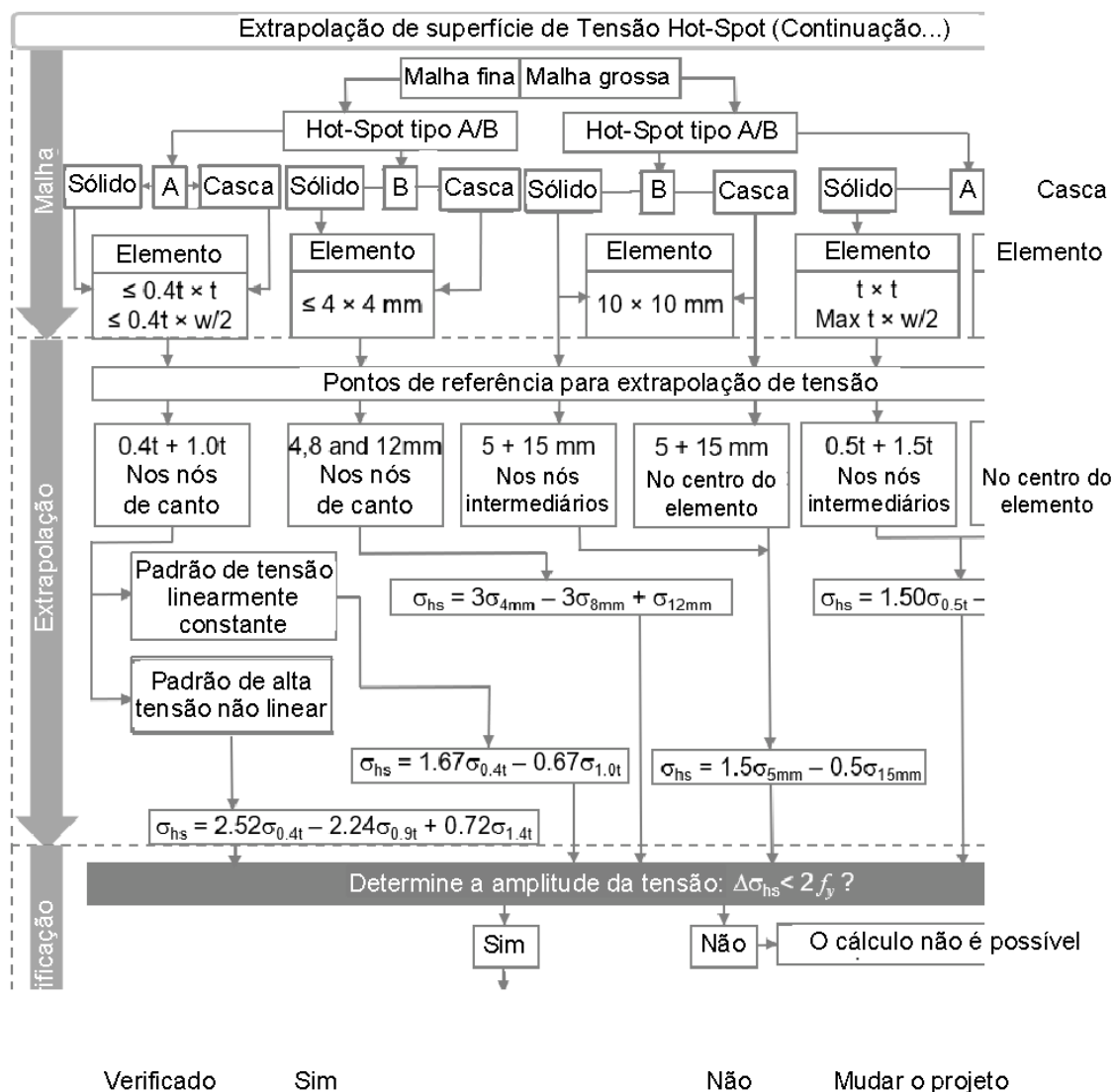


Figura 50 – Fluxograma para o método de tensão *hot-spot* (Continuação) [Adaptado de Ladinek *et al.*, (2016)].

Como se pode observar, o processo (rotina) pode ser altamente recursivo entre os estágios e pode se tornar mais direto dependendo da habilidade/experiência do engenheiro. Dada a validação do método de tensão *hot-spot*, importa referir que de acordo com Hectors e Waele (2020) desenvolveu-se um quadro numérico e um pós-processador independente do programa de elemento finito empregado que permite o cálculo das tensões *hot-spot* para vários pontos ao longo da linha de solda.

A análise de elemento finito na fase de projeto, consiste em uma ferramenta ideal para o cálculo de tensões *hot-spot*. Nesse sentido, a discretização adequada do modelo constitui uma parte essencial da análise de tensões estruturais. O

comportamento do material elástico linear pode ser normalmente assumido, uma vez que apenas o escoamento localizado é permitido pela maioria dos códigos de projeto. O resultado da análise de elementos finitos é sensível à malha, uma vez que as tensões *hot-spot* geralmente estão em uma área de singularidades de alta tensão. Por esse motivo, regras claras para avaliação de tensão são extremamente necessárias para obter um valor de tensão relevante que pode ser relacionado à resistência à fadiga do detalhe a ser analisado.

### **3.3 Validação do método de tensão *hot-spot* para detalhe típico de ponte rodoviária**

#### **3.3.1 Introdução**

Tal como já foi abordado em alguns itens, o fenômeno da fadiga em juntas soldadas, que afeta significativamente à vida útil das estruturas, é um tema importante por se aprofundar na área de engenharia estrutural. Este fenômeno é causado por carregamentos cíclicos capazes de causar a falha em uma peça em níveis de tensão bastante reduzido em relação ao limite de resistência do próprio material.

É sabido que o processo de manutenção de pontes é bastante custoso e, muitas vezes, suas falhas ocasionais têm sido o “estímulo” para pesquisadores e/ou profissionais de pontes, no sentido de aumentar a preocupação no uso de materiais adequados, melhores projetos e métodos de manutenção benéficos (ALENCAR *et al.*, 2021; QUISSANGA *et al.*, 2021; YE *et al.*, 2019).

Com base nos trabalhos de ensaios experimentais com amplitude constante desenvolvidos ao longo de vários anos (décadas), os dados S-N foram reavaliados por Fisher e coautores (FISHER *et al.*, 1970, 1974, 1980, 1990c) no *Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University*, para a *National Cooperative Highway Research Program (NCHRP)*. Nesse sentido, os estudos de laboratório com os detalhes em escala real foram projetados pelo autor (FISHER, 1997) para avaliar a importância de muitos fatores que se pensa influenciar a resistência à fadiga, incluindo histórico de

carregamento (e estados de tensão associados, incluindo tensões residuais), tipo de aço, detalhes de projeto e qualidade de fabricação.

Assim, nesta pesquisa, buscou-se avaliar a resistência à fadiga devido à distorção induzida dos detalhes mais críticos de uma junta soldada pelo método de tensão *hot-spot* ou geométrica. Foi escolhido um detalhe típico de pontes rodoviárias muito suscetível a tensões secundárias elevadas, e portanto a trincas de fadiga. Tal detalhe designa-se normalmente como *web-gap*, ou, o espaço deixado entre um enrijecedor transversal soldado à alma e a mesa inferior de uma longarina de ponte rodoviária. Como pode-se ver na Figura 51 e como mencionado por diversos autores (ALENCAR *et al.*, 2019; DEXTER; OCEL, 2013), este tipo de defeito por fadiga é bastante recorrente, em função da prática de evitar soldar o enrijecedor transversal à mesa inferior (ou superior em caso de longarina contínua) por preocupações de problemas de fadiga. Esta prática visava evitar uma solda perpendicular às tensões longitudinais de tração elevadas na mesa e provavelmente o aparecimento de trincas. Entretanto, acabou-se por resultar um segundo detalhe crítico à fadiga muito suscetível à flexão fora do plano da alma de longarinas de pontes metálicas. No Capítulo 6, será selecionado um caso de estudo de ponte rodoviária com tal detalhe para ser analisado do ponto de vista à fadiga com tráfego real de veículos sobre o pavimento irregular do tabuleiro. Por isso, importa neste capítulo validar a metodologia empregada para um ensaio experimental consagrado da literatura (FISHER *et al.*, 1990c).

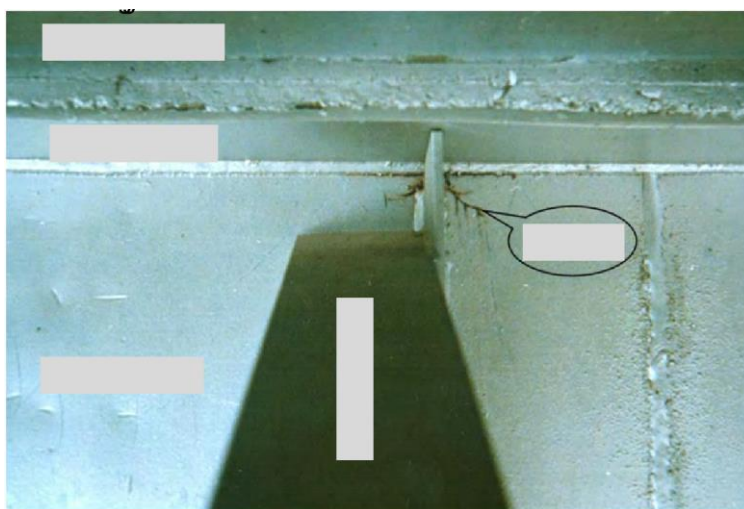


Figura 51 – Exemplo de trinca em detalhe do tipo *web-gap* sobre o apoio de uma ponte em longarina contínua na região de momento fletor negativo máximo [Adaptado de Dexter e Ocel (2013)].

Assim, são desenvolvidos e apresentados os modelos globais e submodelos em elementos finitos de casca e sólidos, que visam simular os ensaios realizados por Fisher e colaboradores no mesmo tipo de detalhe na década de 90. É importante destacar que, anteriormente o método em questão, quando aplicado em estruturas de pontes, era direcionado principalmente para a realização das análises de fadiga induzidas por tensões principais devido à flexão no plano, ao passo que na presente pesquisa se centra fundamentalmente na análise de fadiga induzida por distorção (tensões fora do plano principal), que, para as obras de arte (pontes) existentes na atualidade e necessitando de manutenção, pode e vem sendo mais prejudicial (fadiga induzida por distorção) em comparação com a fadiga induzida por tensões na direção principal (ITEA, 2002; TARAS; UNTERWEGER, 2017; VIANA, 2019).

Com base nos resultados obtidos por via de ensaios experimentais reconhecidos na literatura internacional desenvolvidos por Fisher e colaboradores (FISHER *et al.*, 1990a) – através dos ensaios experimentais de 12 vigas de aço -, buscou-se no presente trabalho estudar a possibilidade de validação do método de tensão *hot-spot* ou tensão geométrica de modo a ser utilizado (o método de tensão *hot-spot*) em análise de fadiga em detalhes de juntas soldadas de pontes. Sendo que, assim como descrito anteriormente, com a validação do método, esta pesquisa apoiará, os passos necessários para o cumprimento da aplicação do método de tensão *hot-spot* em casos de estudos reais.

Assim, esta seção é dividida em quatro subseções. Na primeira subseção é apresentada a descrição da configuração do teste de fadiga. Na segunda parte, é fornecida a descrição dos modelos numéricos. Na terceira parte é descrita e/ou apresentada a metodologia de calibração de modelo numérico. Em outras palavras, são fornecidas todas as premissas das análises realizadas na avaliação e descrições detalhadas das configurações dos ensaios de fadiga, bem como os modelos em elementos finitos desenvolvidos. Na quarta parte, são discutidos os resultados das análises, validação da metodologia aplicada na pesquisa e apresentada a conclusão do estudo. Importa realçar que os conteúdos apresentados abaixo foram frutos de uma publicação na revista *Metals*, intitulada “*Distortion-Induced Fatigue Reassessment of a Welded Bridge Detail Based on Structural Stress Methods*” (QUISSANGA *et al.*, 2021).



### 3.3.2 Descrição da configuração do caso de estudo

O presente trabalho incide sobre o projeto de uma ponte mista (aço-concreto), onde as vigas são de aço de perfil I, para elaboração de um caso de estudo, com o objetivo de partes específicas (pontos críticos) das vigas de aço em relação à verificação de segurança à fadiga em juntas soldadas. Em outras palavras, pretende-se realizar a análise e verificação à fadiga em detalhes de juntas soldadas das vigas da ponte em questão. No caso referido, existe a possibilidade de, em determinados locais, algumas regiões e elementos estarem sujeitos a tensões elevadas por razões dos tipos de carregamentos impostos (sobretudo o dinâmico). Este aspeto condiciona ainda mais a verificação à fadiga de detalhes ou regiões localizadas.

O caso de estudo abordado nesta tese incide sobre a análise dos efeitos decorrentes do funcionamento de uma ponte rodoviária sobre vigas metálicas, através dos métodos de verificação à fadiga, nomeadamente o método de tensão *hot-spot* ou tensão geométrica. Desse modo, atendendo a que, em sistemas estruturais sujeitos a carregamentos cíclicos, pode dar-se a ocorrência de rotura frágil antes mesmo de serem atingidos os limites de rotura do aço, a resistência à fadiga do aço constitui um fator de extrema importância neste tipo de estruturas.

Assim, considera-se a viga de perfil I (ver Figura 52) com chapas de ligação transversais (enrijecedores e apoios), composta de aço ASTM A370, com limite de escoamento de 250 MPa. As vigas foram ensaiadas em pares para impor distorção fora do plano às almas das vigas por meio de contraventamentos passivos conectados aos enrijecedores transversais que, por sua vez, reagiram às cargas cíclicas verticais. Nas mesas inferiores do par de vigas foram fixados perfis pesados de aço com o objetivo de simular o efeito de tabuleiros de lajes de concreto armado nas mesas superiores de pontes; assim, evitando que as mesas inferiores flambem e girem em torno de seus próprios eixos.

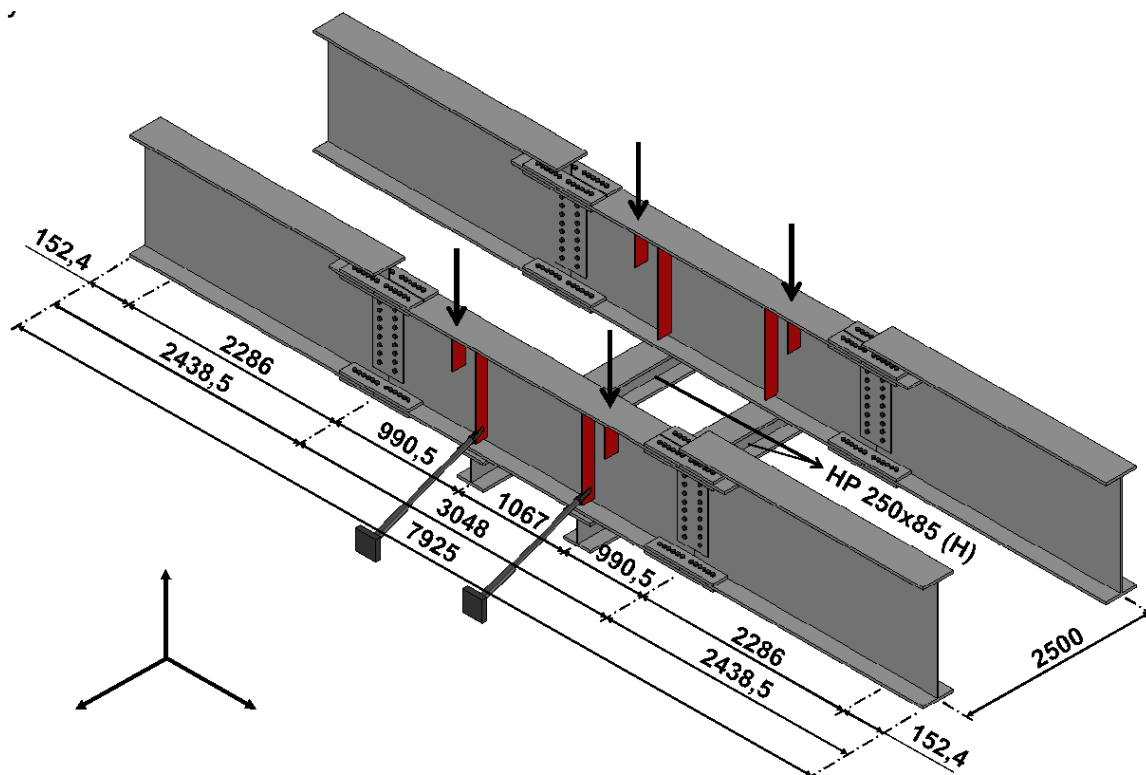


Figura 52 – Modelo global do sistema estrutural de vigas: ensaio de fadiga de detalhes sensíveis à fadiga induzida por distorção (unidades: milímetros) [Adaptado de Quissanga *et al.* (2021)].

No centro da longarina de 7925 mm existe uma viga de 3048 mm de comprimento localizada no meio do vão global (ver Figura 53a,b) e duas vigas localizadas em ambas as extremidades do sistema estrutural (ver Figura 53c,d), que foram reutilizadas para todos os ensaios. As vigas de extremidade foram fixadas às vigas de ensaios por meio de conexões aparafusadas. As vigas de ensaio possuem 914,4 mm de altura (ver Figura 53b) e placas que conformam a alma de 9,5 mm de espessura. As placas de alma foram soldadas às placas de mesa de 25,4 mm com soldas de filete de 8 mm. Cada viga de ensaio possui reforços transversais de 9,5 mm de espessura soldados à alma e às mesas superiores com uma solda de filete de 4,8 mm. As soldas foram colocadas em ambos os lados dos enrijecedores e ao redor das terminações do enrijecedor. Vale ressaltar que foram investigados dois tamanhos nominais de *web-gap* por Fisher e coautores (FISHER *et al.*, 1970, 1974, 1980, 1990c): 38 e 76 mm (ver Figura 53a), embora suas dimensões reais possam variar devido às tolerâncias de construção. Os valores de tamanho nominal foram medidos a partir da borda inferior dos reforços transversais até o lado superior dos banzos

inferiores. Os contraventamentos eram compostos por tubos rosqueados de 63,5 e 76,2 mm, reguláveis, e colocados nas bordas laterais externas das vigas.

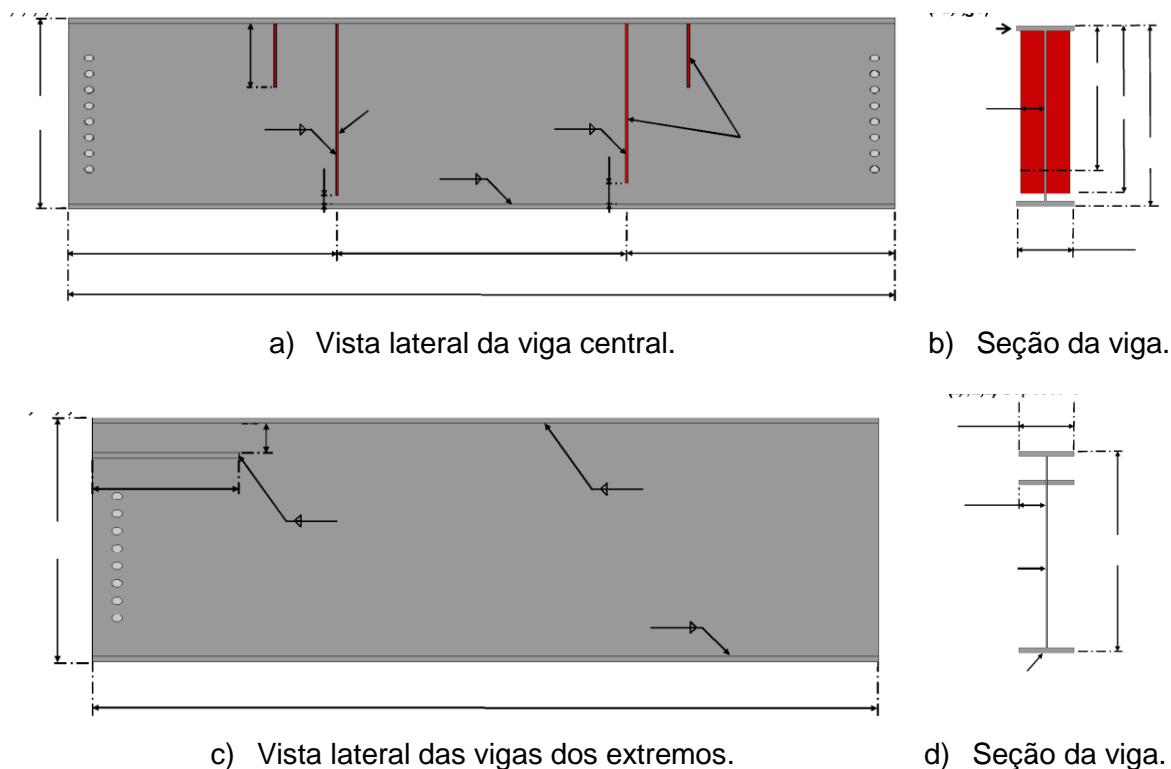


Figura 53 – Vista lateral das vigas para os ensaios de fadiga induzida por distorção (detalhe sensível à fadiga): a), c) vigas e b), d) dimensões das seções (unidades: milímetros) [Adaptado de Quissanga *et al.* (2021)].

Em seguida é apresentada a vista frontal do sistema estrutural (Figura 54) a ser calibrado e analisado numericamente com base à aplicação do *software* ANSYS, onde o mesmo sistema estrutural está composto por vigas, enrijecedores e os contraventamentos com a inclinação theta ( $\theta$ ). O ângulo theta controla o nível de distorção introduzido na alma. Infelizmente, não há registro para cada um dos ensaios do ângulo exato utilizado, apesar de haver registro das deformações medidas com extensometria elétrica de resistência. Portanto, será necessária uma calibração prévia dos ensaios para determinação dos ângulos mais apropriados.

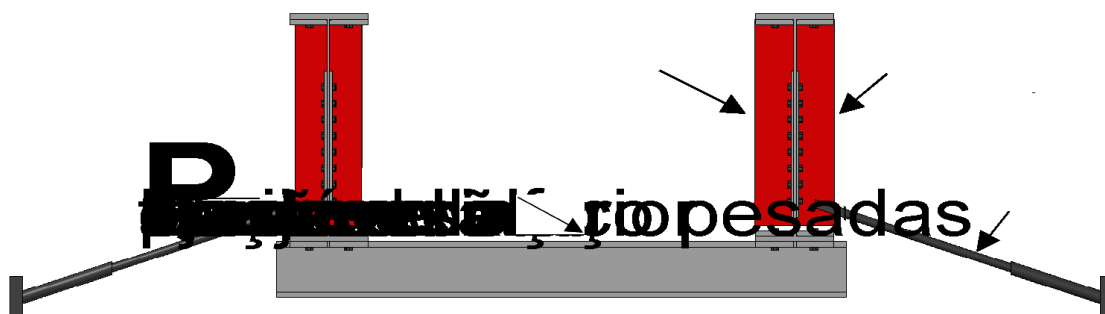
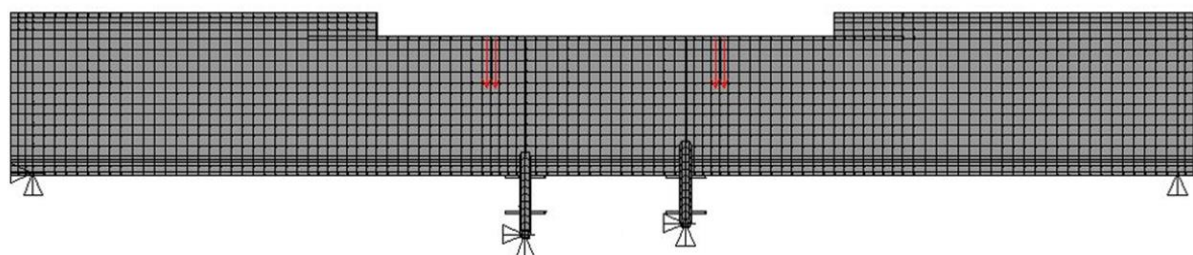


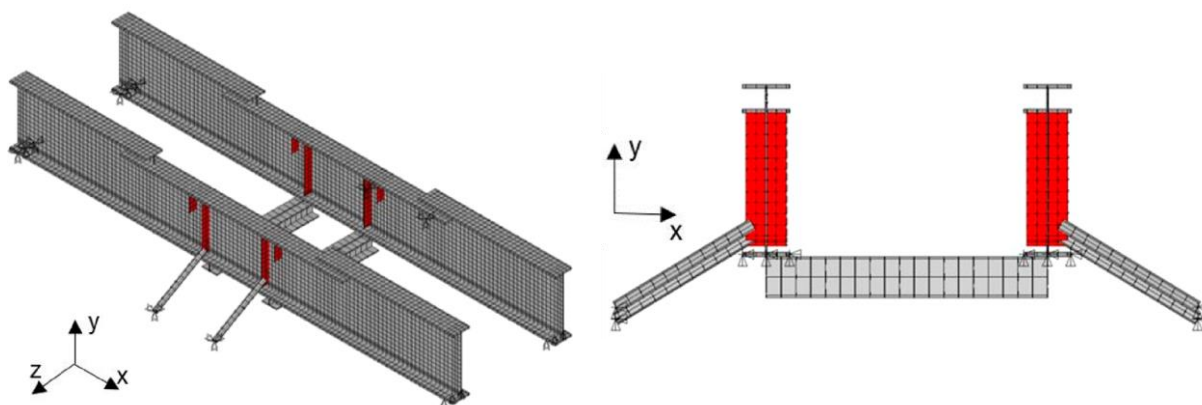
Figura 54 – Vista frontal do sistema estrutural utilizado para o ensaio de fadiga-induzida por distorção (detalhe da seção sensível à fadiga) [Adaptado de Quissanga *et al.* (2021)].

### 3.3.3 Descrição do modelo numérico

O modelo numérico desenvolvido para a análise da resistência à fadiga do detalhe da junta soldada de uma viga foi baseado no método dos elementos finitos e implementado no programa ANSYS. Os elementos que compõem o sistema estrutural foram representados por elementos finitos de casca. Ressalta-se que os autores realizaram o modelo com este elemento do tipo casca (*SHELL*), uma vez que têm sido amplamente utilizados. No total, foram criados seis modelos numéricos globais de *SHELL* e sete submodelos locais. O modelo global em elementos finitos de casca e um submodelo sólido local são mostrados na Figura 55b e na Figura 56a, respectivamente. A modelagem das conexões parafusadas foi desconsiderada por falta de informações no relatório. As estratégias de modelagem para o submodelo local e os contraventamentos seguiram as mesmas abordagens descritas nas seções anteriores. As cargas concentradas foram distribuídas em quatro áreas de dimensões 264x114 mm cada. Para os ensaios realizados para tensões no plano de 41,36 MPa no meio do vão, as cargas *P* foram fixadas como iguais a 122 kN, enquanto para 82,74 MPa, foram fixadas como iguais a 230 kN.



a) Vista lateral (“global”) do modelo numérico.



b) Isométrico do modelo numérico.

c) Vista frontal do modelo numérico.

Figura 55 – Diferentes vistas do modelo global numérico desenvolvido para o ensaio de fadiga, e para avaliação da resistência à fadiga dos detalhes com *web-gap*: a) vista longitudinal “lateral”, b) vista isométrica e c) vista frontal [Adaptado de Quissanga *et al.* (2021)].

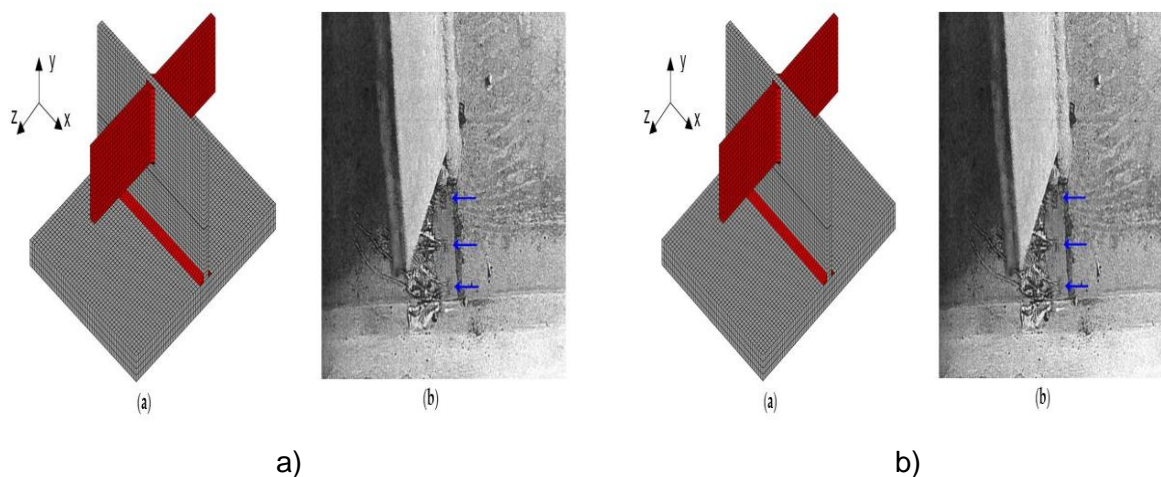


Figura 56 – a) Modelo numérico local com detalhe *web-gap*: *web-gap* de 76 mm [Adaptado de Quissanga *et al.* (2021)] e b) colocação de extensômetros para medir as variações de tensões *hot-spot* (FISHER *et al.*, 1990b).

A resistência à fadiga desses detalhes *web-gap* foi estudada por Fisher e coautores (1970, 1974, 1980, 1990c) medindo as tensões paralelas ao eixo *y* (Figura

17b) extrapoladas para o pé de solda da folga (*gap*) com medidores de deformação (*strain gauges*). Na época do programa de fadiga NCHRP aqui referido (FISHER *et al.*, 1970, 1974, 1980, 1990c), as regras de extrapolação para determinar a tensão de ponto quente não estavam bem estabelecidas para estruturas do tipo placa. Portanto, Fisher e coautores (FISHER *et al.*, 1970, 1974, 1980, 1990c), determinaram a resistência à fadiga com base em uma regra de extrapolação modificada, que pode variar de acordo com o teste, ou seja, a localização exata dos extensômetros usados para medir as tensões no *web-gap* não podem ser derivadas dos relatórios para todos os testes, embora a tensão extrapolada esteja prontamente disponível para todos os pontos de dados S-N. Portanto, a resistência à fadiga foi expressa em termos de uma faixa de tensão extrapolada fora do plano, que foi determinada com base na extrapolação linear simples das tensões medidas na direção *y* (Figura 56a). Aqui, para diferenciar esses valores extrapolados das tensões *hot-spot* convencionais, eles são chamados de tensões *hot-spot* modificadas.

Para o modelo em elementos finitos mostrado na Figura 55, uma malha geral de 50 mm foi adotada globalmente, enquanto para o submodelo sólido o tamanho médio variou de 5 mm para volumes com geometria irregular, por exemplo, cantos de solda, a 10 mm para partes regulares. O submodelo local empregou elementos quadráticos sólidos (Figura 56a), conforme indicado acima. Além disso, os demais elementos, assim como os já descritos, foram todos modelados pelo método dos elementos finitos, aproveitando as informações disponíveis na literatura. Deve-se notar também que inicialmente os modelos em elementos finitos foram criados com base nos tamanhos nominais de projeto especificados nos desenhos (projetos) da estrutura de aço, que incluíam as dimensões das chapas de aço e os tamanhos nominais do pé da solda. Todas as soldas de ângulo e seus cantos foram modelados com um ângulo de flanco nominal de 45 graus. Além disso, o material utilizado foi modelado com a lei elástica linear de Hooke, assumindo um comportamento isotrópico, e quanto ao peso próprio, isso foi desconsiderado, pois apenas a carga cíclica é relevante para os cálculos no processo de análise de fadiga. Quanto às condições de contorno, cada viga foi simplesmente apoiada em ambas as extremidades. Os contraventamentos foram conectados por meio de uma rótula às barras tubulares, sendo fixados nas três direções de translação (*x*, *y* e *z*) na outra extremidade.

Em seguida são apresentadas as expressões para a definição da tensão *hot-spot*, considerando a extrapolação linear e quadrática, respectivamente. No caso da vida à fadiga de  $2 \times 10^6$  ciclos é descrito pela Equação 19, onde  $\Delta\sigma_{hs}$  é a variação da amplitude de tensão *hot-spot* (em MPa),  $N$  é o número de ciclos até a falha,  $m$  é a inclinação da curva S-N, e  $C$  é o valor de projeto da resistência à fadiga da junta.

$$\Delta\sigma_{hs} \times N = C \quad (19)$$

No caso da avaliação de tensão nodal em dois pontos de referência (ver Figura 42) para extrapolação linear, com malhas finas de elementos não superiores a  $0,4 t_w$ , localizados a uma distância de  $0,4 t_w$  e  $1,0 t_w$  da borda do cordão de solda, é aplicado a Equação 20.

$$\sigma_{hs} = 1,67\sigma_{0,4tw} - 0,67\sigma_{1,0tw} \quad (20)$$

Para a extrapolação quadrática em malhas finas de elementos não superiores a  $0,4 t_w$ , as avaliações das tensões nodais foram realizadas em três pontos de referência localizados a distâncias de  $0,4 t_w$ ,  $0,9 t_w$  e  $1,4 t_w$  da borda do cordão de solda, conforme a Equação 21. Reiterando que este método é recomendado para casos de aumento acentuado na componente de flexão da tensão estrutural, nisso, assim como o método anterior (extrapolação linear), ambos (métodos de extrapolação) foram adotados para análise no presente trabalho pesquisa.

$$\sigma_{hs} = 2,52\sigma_{0,4tw} - 2,24\sigma_{0,9tw} + 0,72\sigma_{1,4tw} \quad (21)$$

### 3.3.4 Metodologia de calibração de modelo numérico

Nesta seção, é apresentado o processo de calibração numérica realizado na presente pesquisa, levando em consideração a Equação 22 visando identificar as orientações dos contraventamentos ( $\theta_1$  a  $\theta_2$ ) que não foram explicitamente fornecidas no relatório do programa de fadiga do NCHRP (FISHER *et al.*, 1990b). O processo é

baseado em um algoritmo de otimização numérica caixa-preta disponível no MATLAB *Optimization Toolbox* (Figura 57), referido como *PatternSearch*, que é adequado para lidar com problemas sem derivadas conhecidas [Audet e Kokkolaras, (2016)]. O algoritmo é colocado para trabalhar em conjunto com o ANSYS *Mechanical* de uma forma estruturada, visando minimizar a função objetivo definida pela Equação 22 consistindo na soma das diferenças quadradas entre as faixas de tensão *hot-spot* modificadas, observadas e calculadas (HSM) que deve estar abaixo de uma tolerância predefinida de 1 MPa.

$$f_{obj} = \sum_{i=1}^N (\Delta\sigma_{HSM,Experimental} - \Delta\sigma_{HSM,Calculada})^2 \leq Tol. = 1 \text{ MPa} \quad (22)$$

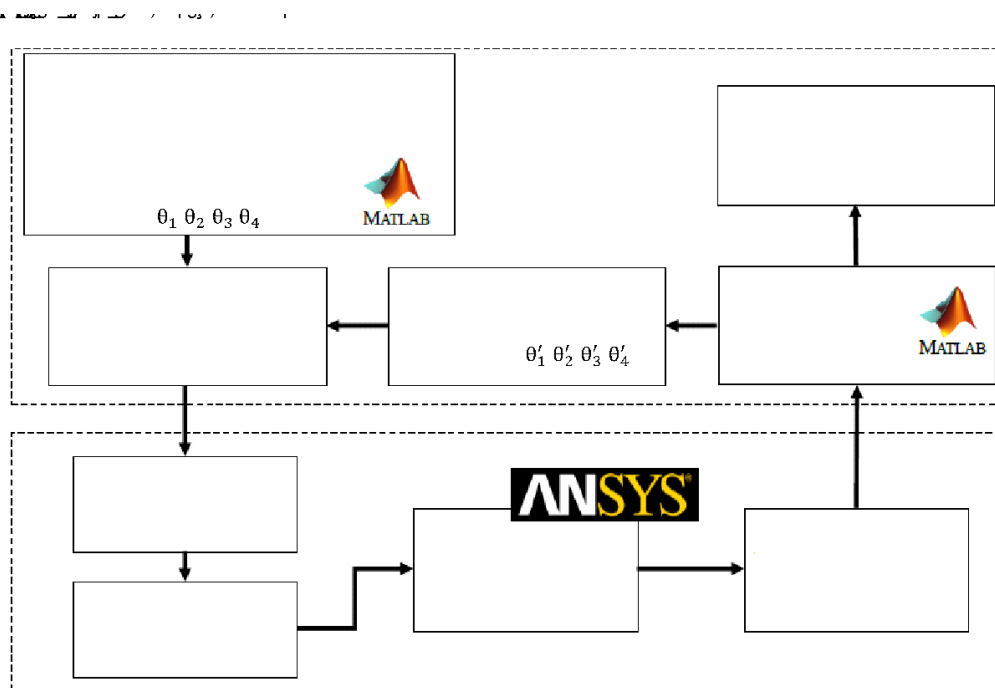


Figura 57 – Fluxograma para o procedimento de calibração da configuração dos ensaios de fadiga de *web-gap* para cada par de viga: *framework* MATLAB/ANSYS [Adaptado de Quissanga *et al.* (2021)].

A princípio, é indicado um conjunto inicial de ângulos para os contraventamentos ( $\theta'_1$ ,  $\theta'_2$ ,  $\theta'_3$  e  $\theta'_4$ ) com valores limitados pelos vetores *lb* e *ub*, representando o limite inferior e o limite superior respectivamente, que foram adotados entre 0 e 45 graus devido a restrições geométricas. Esses valores são passados para “*fobj.m*”, que é responsável por apagar o conteúdo e gravá-lo no arquivo



“bar\_angles.txt”. O conjunto de ângulos em questão também é anexado a “angle\_iterations.txt” para fins de registro. Em seguida, é lançada uma instância do *ANSYS Mechanical* com a macro “Macro\_Pair\_N.inp”, que pode ter configurações diferentes para cada par de vigas que estão sendo calibradas (Figura 58). Esta macro é basicamente responsável por: (i) retomar um modelo *SHELL* global FE da configuração de teste sem os contraventamentos; (ii) ler os ângulos propostos e modelar automaticamente os contraventamentos; (iii) realizar análises lineares estáticas nos submodelos global e local; e (iv) calcular tensões *hot-spot* modificadas e aplicar a Equação 22. O valor da função objetivo é então retornado ao algoritmo *PatternSearch* no MATLAB, que avaliará a necessidade de propor um novo conjunto de ângulos ( $\theta'_1$ ,  $\theta'_2$ ,  $\theta'_3$  e  $\theta'_4$ ) e reiniciará a análise se não houver convergência.  $N$  é o número do par de vigas testadas. Para cada etapa de iteração ao longo do processo de otimização, o processo descrito na Figura 57 e 58 leva cerca de 30s. O número de iterações para cada viga calibrada será descrito na próxima seção, destacando que  $R$  é a relação entre as cargas mínimas e máximas aplicadas.

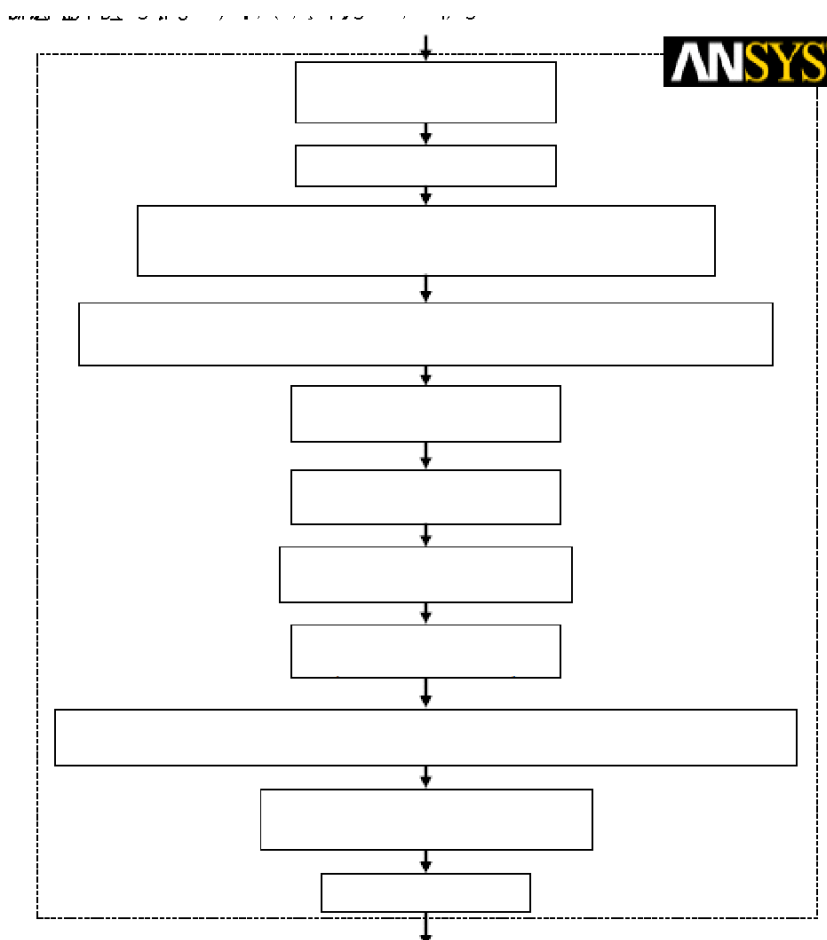


Figura 58 – Fluxograma para o procedimento de calibração da configuração do ensaio do *web-gap*: Macro ANSYS [Adaptado de Quissanga *et al.* (2021)].

### 3.3.5 Resultados e discussão

Os ângulos encontrados no processo de otimização para as sete falhas relatadas no *web-gap* de 76 mm são relatados na Tabela 5, em graus, juntamente com o número de iterações necessárias para alcançar a convergência. Em geral, mesmo pequenos ângulos foram responsáveis por criar altas tensões secundárias devido à distorção nas soldas no *web-gap*. Embora que as localizações dos medidores (de tensão) não fossem conhecidas, o melhor ajuste foi adotado minimizando a diferença entre as variações de tensões extrapoladas experimentais, medidas com localizações medidoras não padronizadas no lado da tensão da alma, com extrapolações lineares para tensões localizadas entre  $0,4 t_w$  e  $1,0 t_w$  do pé da solda. A otimização foi realizada separadamente para cada viga aproveitando a simetria, que foi realizada por pares.

Em relação aos submodelos, é difícil calcular tensões confiáveis para os *web-gap* menores, com valores nominais de 38 mm por duas razões. (i) por mais que se recomende como requisito um tamanho nominal do *web-gap* de 38 mm, em muitos casos isso não é levado à prática, pois o tamanho real acaba sendo ainda menor por razões construtivas, dificultando o posicionamento dos extensômetros (*strain gauges*) dentro do espaço pretendido, levando a tensões extrapoladas não confiáveis; (ii) O comprimento muito curto do *web-gap* é altamente influenciado pelo fluxo plástico restrito localizado, altas tensões residuais devido à presença de duas soldas muito próximas uma da outra (ver Figura 56) e efeitos de entalhe locais de ambas as soldas. Essas razões tornam difícil calibrar os *web-gap* de 38 mm. Portanto, nesta pesquisa, apenas os *web-gap* mais longos com tamanho nominal de 76 mm foram reanalisados.

Tabela 5 – Resultados do procedimento de otimização para determinação das inclinações dos contraventamentos de aço [Adaptado de Quissanga *et al.* (2021)].

Inclinações do contraventamento de aço (graus decimais°)					Nº. de Iterações
Vigas	Viga esquerda		Viga direita		
	$\theta_1$	$\theta_2$	$\theta_3$	$\theta_4$	
G2	3,21	10,97	10,65	12,83	53
G5	8,25	12,82	12,10	5,72	46
G6	4,58	12,20	7,76	13,95	51
G8	4,43	12,40	6,88	14,51	51
G10	6,25	12,09	12,03	7,82	61
G11	4,69	11,44	4,50 <sup>1</sup>	4,50 <sup>1</sup>	28
G12	4,50 <sup>1</sup>	4,50 <sup>1</sup>	0,72	6,78	39

<sup>1</sup> Definido como inclinações fixas para essas simulações de otimização.

O processo de otimização foi realizado para cada iteração, uma para o modelo global e outra para o submodelo local. Com a solução de tensão para essas análises estáticas, a faixa de tensão foi calculada multiplicando-a por  $(1 - R)$ , onde  $R$  é a relação de carga entre as cargas mínimas e máximas aplicadas. Durante os ensaios, a carga mínima aplicada foi definida de tal forma que se obteve uma tensão de tração de 6,89 MPa (ou um *kilopound* por polegada quadrada) na mesa inferior no meio do vão, para a configuração do ensaio com a variação de tensão no plano ou superior, 41,4 e 82,7 MPa. Isso garantiu as elações de carga  $R$  (mais baixas ou menores) para ambas as configurações, na prática, iguais a 0,145 e 0,077 para tensões no plano de 41,4 e 82,7 MPa, respectivamente. Uma vez que os ângulos "ótimos" são determinados com um pequeno erro sobre tensões secundárias ( $< \sim 1\%$ ), pode-se calcular as tensões *hot-spot* com a definição mais rigorosa atual do IIW (2016), para cada submodelo local calibrado no sentido vertical, conforme mostrado na Tabela 6.

Tabela 6 – Tensões nominais e secundárias locais nos submodelos calibrados em elementos finitos [Adaptado de Quissanga *et al.* (2021)].

Viga	Carga aplicada FE, $P_{max}$ (kN)	Comp. <i>Web-gap</i> <sup>2</sup> (mm)	Variação de tensão no plano <sup>1</sup> , $\Delta\sigma$ (MPa) $\Delta\sigma = \sigma_{max} \times (1 - R)$		Variação de tensão <i>hot-spot</i> fora do plano <sup>2</sup> , $\Delta\sigma_{hs}$ (MPa) $\Delta\sigma_{hs} = \sigma_{hsmax} \times (1 - R)$ Regra linear (0.4 $t_w$ , 1.0 $t_w$ )			<i>Hot-spot</i> [inclinação] (MPa) Quadrática Computada
			Medida	Computada	Medida <sup>3</sup>	Computada	Erro	
G2	122,04	45,97	41,36	41,27	61,36	61,78	0,68%	109,57
G5	122,04	49,02	41,36	41,25	60,67	61,28	1,01%	65,01
G6	122,04	49,53	41,36	41,22	132,38	132	0,29%	165,29
G8	122,04	51,05	41,36	41,20	160,65	160,15	0,31%	188,38
G10	229,62	51,31	82,74	83,54	102,04	101,43	0,60%	104,19
G11	229,62	53,59	82,74	83,1	170,3	169,61	0,41%	225,28
G12	229,62	48,26	82,74	82,43	186,85	186,52	0,18%	233,66

<sup>1</sup> Medido na mesa inferior, no meio do vão; <sup>2</sup> Medido a partir do pé da solda do enrijecedor à alma e da mesa à alma; <sup>3</sup> No momento em que o ensaio foi realizado, as tensões foram medidas por extrapolação linear com posições não padronizadas para os *strain gauges*.

Note-se que a Tabela 6 mostra as tensões no plano calculadas e medidas, uma vez que os ângulos dos contraventamentos (ou hastes) são responsáveis por também alterar ligeiramente as tensões no plano predefinido, embora as diferenças tenham demonstrado ser desprezíveis. Além disso, a Tabela 6 mostra o tamanho real do *web-gap* do tramo relatado no trabalho de Fisher e coautores (FISHER *et al.*, 1970, 1974, 1980, 1990c), lembrando que sete submodelos locais foram criados para reproduzir exatamente o tamanho real do *web-gap* de cada viga obtido na estrutura real, garantindo assim um campo de tensão mais confiável. Importa destacar que para o caso em questão, o padrão geral dos valores máximos para a tensão estrutural está de acordo com o comportamento esperado de crescimento de trinca por fadiga. A reavaliação dos dados S-N dos detalhes *web-gap* dos enrijecedores transversais em termos de tensão *hot-spot* realizou-se com base à utilização da Tabela 6.

Antes, importa destacar que no processo de otimização, a determinação dos ângulos de falhas ao longo do *web-gap* e a estimação do número de iterações são necessárias para o alcance a convergência. Tendo em vista que, por menor que seja

o ângulo, este também pode ser responsável por criar altas tensões secundárias devido à distorção nas soldas no *web-gap*. Por mais que não se conheça as localizações exatas dos medidores de tensão (na análise experimental) sob o detalhe a ser analisado, recomenda-se a minimização da diferença entre as faixas de tensões extrapoladas experimentalmente, medidas com localizações do medidor não padronizadas na região de tensão da alma, realizando extrapolações lineares para tensões localizadas entre  $0,4 t_w$  e  $1,0 t_w$  no pé da solda.

Conforme explicado, a extrapolação da tensão do *hot-spot* deve ser feita levando em consideração: (i) a superfície na qual o *hot-spot* está localizado; (ii) o tipo de aproximação (linear ou quadrática); (iii) o refinamento da malha. O detalhe soldado da viga foi avaliado após sua calibração, obtendo-se as tensões máximas nas regiões mais críticas (da junta) a partir das extrapolações linear (Figura 59a) no sentido vertical e quadrática (Figura 59b) das tensões nas regiões vizinhas no sentido inclinado, conforme a última coluna da Tabela 6, considerando a direção perpendicular da tensão máxima sob a linha de solda. A obtenção das tensões críticas no sentido inclinado, perpendiculares ao meio arco de solda no entorno, resultou em uma melhor regressão com a curva *hot-spot* da norma, conforme será demonstrado na próxima seção.

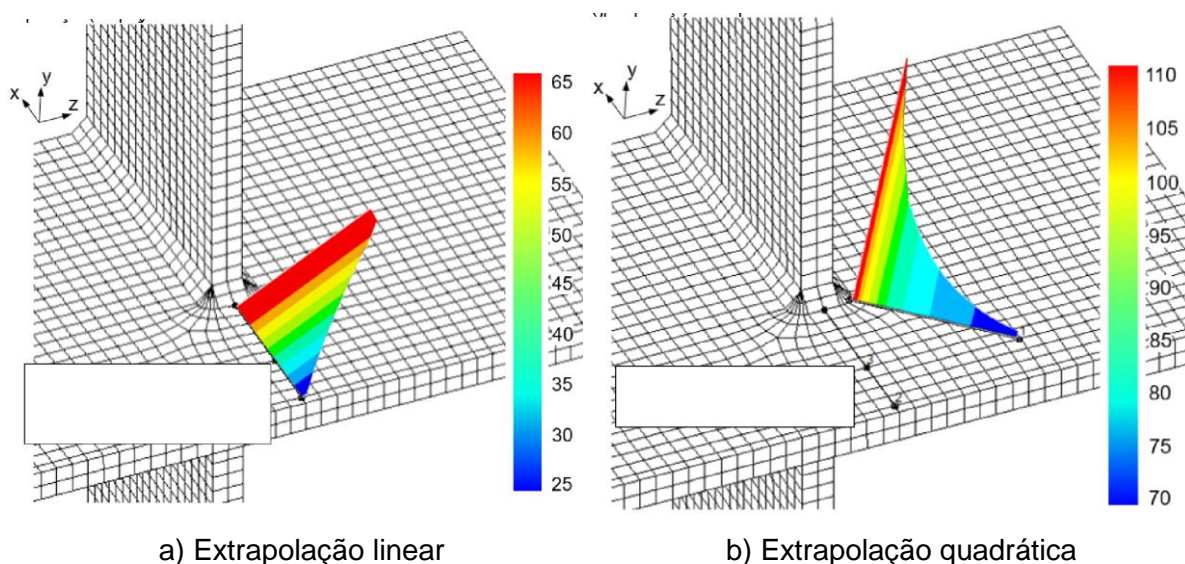


Figura 59 – Cálculo das tensões estruturais extrapoladas na superfície, com os pontos de referência: a) extrapolação linear compatível com medidas experimentais; b) extrapolação quadrática no canto da solda em busca da tensão crítica *hot-spot* [Adaptado de Quissanga *et al.* (2021)].

Os resultados no *web-gap* mais longo são mostrados na Figura 60, em termos de variação de tensão *hot-spot* modificada. Assim, com base na determinação da

tensão máxima atuando perpendicularmente à linha de solda no sentido vertical (Figura 59a), observa-se que os pontos concordam com uma possível curva de projeto FAT 80. Realça-se que os códigos de projeto normalmente não apresentam uma FAT 80 para o método *hot-spot*, sendo a menor FAT a de número 90.

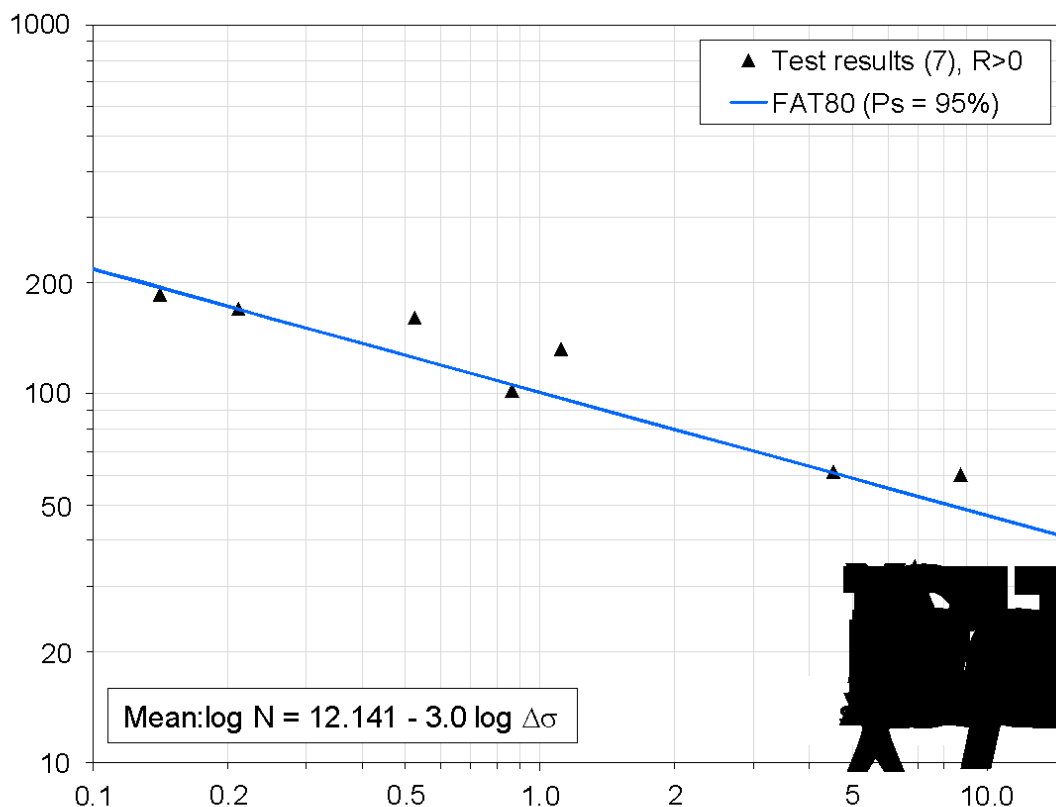


Figura 60 – Curva S-N de tensão *hot-spot* modificada para reforço transversal da alma, ver Figura 20a [Adaptado de Quissanga *et al.* (2021)].

De acordo com IIW (2016), é necessário incluir os efeitos de desalinhamento dividindo  $\Delta\sigma_{hs}$  por 1,05, para cobrir sua influência desfavorável na vida à fadiga até uma margem de 5%. A razão é que os modelos em elementos finitos são em geometrias idealizadas e não incluem explicitamente os desalinhamentos na modelagem sólida, o que não é prático. A extrapolação quadrática da superfície de tensão na coordenada xz - cartesiana (inclinada), conforme mostrado na Figura 58b, foi usada para calcular a tensão de *hot-spot* extrapolada da superfície atuando perpendicularmente à linha de solda.

Em seguida, os resultados de tensão *hot-spot* para os detalhes soldados, localizados na lateral da solda de filete perpendicular na extremidade do reforço da

alma, coincidindo com o local de início da trinca de fadiga nos ensaios, são plotados na Figura 60. No entanto, como pode ser visto, para os parâmetros mais críticos (na região inclinada), os pontos são distribuídos, por exemplo, FAT 90, Figura 60, que é o menor em termos de tensão *hot-spot*, segundo Hobbacher (2007). Portanto, como no caso da medição experimental para calibração numérica linear, este método é validado de forma rigorosamente aceitável. Resulta, portanto, que para fins de projeto e análise à fadiga, pode-se utilizar a curva normativa FAT 90 para análise de tensões *hot-spot* obtidas em detalhes de pontes do tipo *web-gap*.

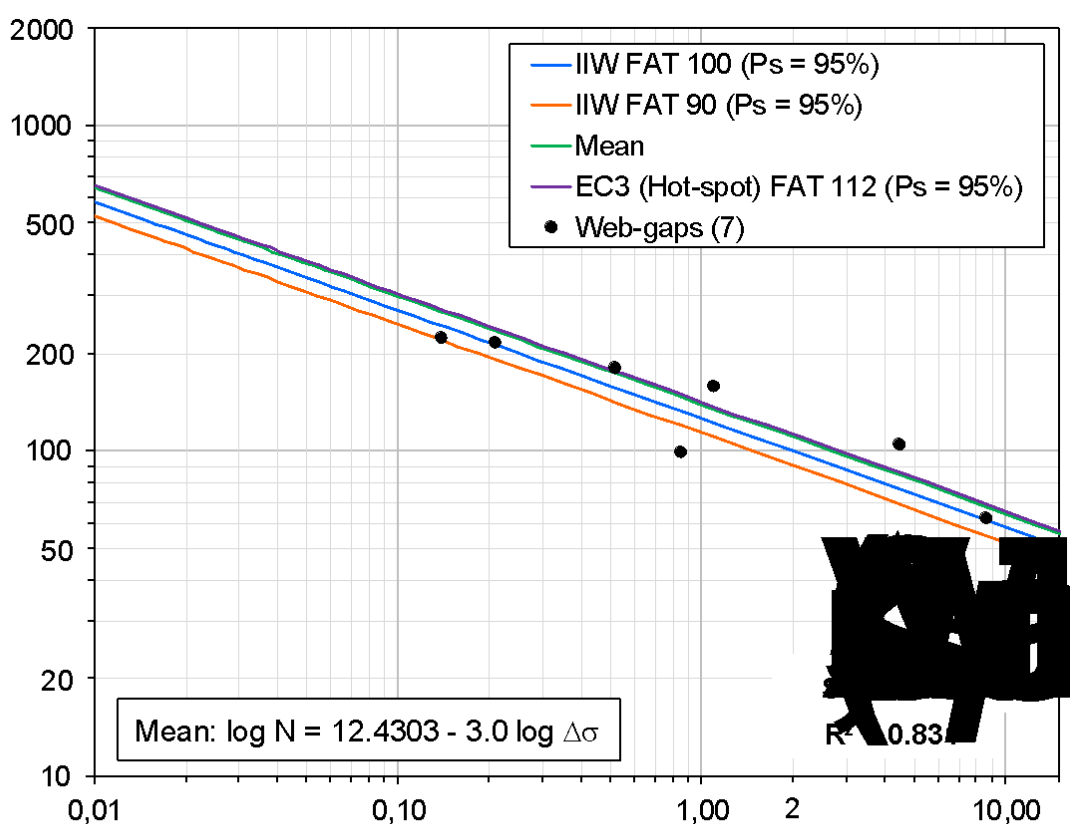


Figura 61 – Resultados de tensões estruturais *hot-spot* para detalhes de pontes soldadas: pontos obtidos para a tensão inclinada, ver Figura 20b [Adaptado de Quissanga *et al.* (2021)].

### 3.4 Observações finais do capítulo

A avaliação de fadiga de juntas soldadas com base em abordagens *hot-spot* baseadas em tensões locais em detalhes estruturais foi revisada criticamente. Entretanto, foi possível observar que embora a física da fadiga seja bem conhecida

há mais de 100 anos, a aplicação desse conhecimento ainda apresenta desafios específicos para juntas soldadas em pontes de aço, onde a maioria das dificuldades estão relacionadas aos espectros de tensão de amplitude variável, sobretudo com detalhes não classificados com geometria complexa. As principais conclusões que podem ser tiradas são resumidas da seguinte forma:

Métodos baseados em tensão estrutural:

- O método de tensão *hot-spot*, é bastante útil nos casos em que as tensões nominais não podem ser definidas de forma significativa, sendo esta uma situação bastante recorrente em projeto;
- Detalhes não classificados ou padronizados a nível de códigos de projeto, conexões complexas ou estados de tensões multiaxiais podem ser avaliados com o auxílio do método dos elementos finitos, a fim de avaliar as possíveis falhas por fadiga tanto do pé da solda quanto da raiz da solda;
- Tal como referido, o IIW fornece as recomendações mais abrangentes para a aplicação do método estrutural de tensão *hot-spot*, como tipo de elemento, tamanho e pontos de referência. Um procedimento mais detalhado do método de tensão *hot-spot* está sendo proposto para ser incluído nas próximas revisões de alguns códigos de projetos, uma vez que há pouca orientação sobre como aplicar o método de maneira simplificada. Destacando que, enquanto o método de tensão nominal global pode exigir até 14 curvas S-N para tensões nominais normais (ver Capítulo 4), o método de tensão *hot-spot* requer apenas 3 curvas S-N, dado o seu avanço;
- A aplicação do método de tensão *hot-spot* é bastante útil para estimar possíveis locais de iniciação de trincas por fadiga;
- Tal como demonstrado no presente capítulo, o método tem forte correlação com resultados experimentais ao tratar de um detalhe crítico de ponte que representa uma parcela relevante dos casos de falha de fadiga, facilmente realizados por medições convencionais de deformação na superfície de materiais metálicos, permitindo estabelecer uma ligação entre análise experimental e em elementos finitos;
- Em determinadas situações, os pós-processadores não são necessários para calcular a tensão *hot-spot* para casos de carregamento simples,



estando prontamente disponíveis a partir da solução de tensão de qualquer programa de elementos finitos. Nas últimas duas décadas, o método foi validado com a reavaliação de um número incontável de corpos de prova testados, e atualmente está bem estabelecido nas normas, na indústria e na prática diária de projeto de estruturas marítimas e offshore.

Desse modo, pode-se concluir que o método de tensão *hot-spot* foi validado para um detalhe crítico de ponte submetido à fadiga induzida por distorção, muito frequente nas almas das longarinas metálicas devido à sua baixa espessura e alta flexibilidade em relação aos demais elementos. Esta validação consistiu em um passo necessário para a aplicação do método em casos de estudos de pontes reais sujeitas a volume de tráfego real e/ou carregamentos de amplitudes variáveis, dando assim uma base e uma garantia para aplicação do mesmo nos próximos capítulos.

## 4 DESCRIÇÃO DO PROJETO ESTRUTURAL INVESTIGADO

### 4.1 Introdução

Na presente seção é estudado como caso de estudo o projeto estrutural de uma ponte rodoviária de aço e mista (aço-concreto) objetivando analisar o comportamento dos sistemas estruturais dinâmicos. Trata-se do projeto de ponte desenvolvida inicialmente no ano 2007 pelos autores Pinho & Bellei (2007) [Centro Brasileiro da Construção em Aço - CBCA], com base nas normas projetos NBR 6023 (1980), NBR 7188 (1984), NBR 6123 (1988), AASHTO LRFD (2002) e NBR 7187 (2003). Em seguida, por questões de atualizações e novos lançamentos das normas, tais como: AWS D1.5 (AWS, 2010), NBR 15980 (2011), NBR 7188 (2013), NBR 6118 (2014), AASHTO LRFD (2014b) e NBR 16694 (2020), o mesmo projeto (da ponte rodoviária de aço e mista) foi atualizado, tendo recebido algumas modificações/alterações, realizadas pelos mesmos autores (PINHO; BELLEI, 2020) 13 anos após o seu desenvolvimento inicial.

Para melhor entendimento do estudo desenvolvido na presente seção, identificou-se por convenção como Projeto I o sistema estrutural da ponte rodoviária de aço e mista, desenvolvido em 2007 (CBCA 2007), e como Projeto II o sistema estrutural da ponte rodoviária de aço e mista, modificado em 2020 (CBCA 2020). Não obstante a isso, o Projeto I e o Projeto II também são identificados em alguns casos no decorrer do trabalho como projeto da ponte da primeira edição (1ª Edição) e projeto da ponte da segunda edição (2ª Edição), respectivamente.

Importa destacar que embora se tenha realizado algumas modificações no projeto inicial da ponte, tal como abordado no primeiro parágrafo, ainda assim, ambos os projetos (Projeto I e Projeto II) possuem proporções volumétricas padrão. Sendo assim, tornou-se possível realizar o estudo de forma rigorosa e detalhada, tendo em vista a utilização dos dados referentes aos sistemas estruturais disponibilizados pelo Instituto Brasileiro de Siderurgia (Centro Brasileiro da Construção em Aço), nos dois anos supracitados (2007 e 2020).

Desse modo, vale reiterar em outras palavras que o presente estudo trata de dois projetos de pontes mistas (aço-concreto) de 40 m de vão livre, construídos com

base nas normas ABNT para projetos de pontes rodoviárias de aço e mistas (aço-concreto). Nesse contexto, serão discutidas e comentadas de maneira detalhada as referidas normas, - quer seja as utilizadas no Projeto I como as utilizadas no Projeto II - e as modificações realizadas no projeto em questão. Nisso, serão também destacados os detalhes críticos à fadiga por distorção sobretudo o *web-gap* que consiste no objetivo principal da presente pesquisa, e que de acordo Pandit (2020) e Skoglund & Leander (2022) representam boa parte dos casos de fadiga em pontes rodoviárias de aço e mistas. No final do presente capítulo serão comparados os projetos (Projeto I e Projeto II), e apresentadas as considerações sobre as alterações de impacto no projeto e o desempenho à fadiga.

#### 4.1.1 Características físicas e geométricas dos projetos - caso de estudo

Os projetos estruturais das pontes rodoviárias (Projeto I e Projeto II) estudadas neste capítulo são de eixo reto, compostos por vigas e lajes de aço e concreto, respectivamente, simplesmente apoiadas, com extensão/comprimento igual a 40 metros. É de salientar que ambos os projetos estruturais consistem em bons representantes de projetos de pontes metálicas e mistas simplesmente apoiadas reais, tendo em vista as suas correspondências quanto às exigências e expectativas nas análises e resultados, tal como fundamentada na literatura correlata aos trabalhos de pesquisas de pontes rodoviárias de aço e mistas (aço-concreto), em especial os trabalhos dos seguintes autores: Leitão *et al.* (2009b), Alencar *et al.* (2015), Pinho & Bellei (2007, 2020) e Da Silva (2020), que coincidentemente ao presente trabalho de pesquisa, os autores citados versam sobre estudos de pontes rodoviárias de aço e mistas com 40 metros de comprimento e 13 metros de largura.

Destaca-se que o Projeto I foi desenvolvido com base na norma americana AASHTO (2002), num período em que, todavia, não existia no Brasil, uma norma específica para projetos de pontes rodoviárias de aço ou mistas. E para a realização do Projeto II, embora se tenha investigado alguns itens das especificações da norma AASHTO (que foram necessários), a norma base para o projeto em questão foi a mais recente norma NBR 16694 (2020) para projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas, e de aço e concreto.

- **Características físicas e geométricas do Projeto I (1ª Edição)**

Tal como descrito anteriormente, o Projeto I (CBCA 2007) refere-se a uma ponte rodoviária mista com vão de 40 m, simplesmente apoiada, de eixo reto, composta por quatro vigas metálicas longitudinais que suportam o tabuleiro de concreto, e que resulta ser o mesmo projeto utilizado no trabalho de pesquisa desenvolvido pelos autores Alencar *et al.* (2018a), conforme ilustrado na Figura 62.

As longarinas metálicas possuem espaçamento entre eixos de 3,50 m, além dos balanços laterais da ponte com largura de 1,25 m, formando, portanto, um tabuleiro com largura total de 13 metros. As estruturas de diafragmas treliçados verticais assumem a forma de “X”, espaçados (os extremos) a 3500 mm entre si e interceptados a 1750 mm, utilizadas como contraventamento ao longo de todo o comprimento da ponte; compostos/constituídos por cantoneiras de abas iguais (seções do tipo L de abas iguais) com 127 mm e 10 mm de espessura, assim como os contraventamentos horizontais. No caso da laje de concreto, a mesma possui uma espessura de 225 mm e guarda-rodas de concreto nas extremidades laterais da ponte do tipo “New Jersey” com 880 mm de altura.

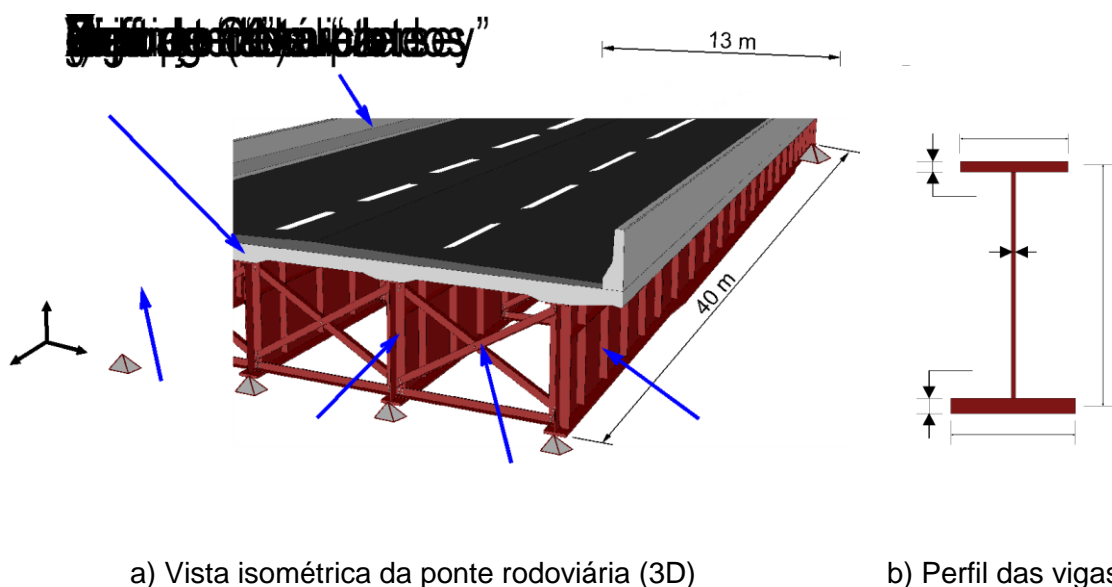


Figura 62 – Ponte rodoviária mista (aço-concreto) simplesmente apoiada: características geométricas da viga (consultar Tabelas 1) [Adaptado de Alencar *et al.* (2018a)].

As características adotadas no Projeto I são apresentadas na Tabela 7 (alguns símbolos da Tabela 7 podem ser consultados na Figura 62b), indicando todas as dimensões e as descrições de cada parâmetros.

Tabela 7 – Características do Projeto I em termos de dimensões.

Propriedades geométrica e nomenclaturas	Dimensões do Projeto I (1ª Edição)
Dimensão em planta (LxB)	40.000x13.000 mm
Comprimento da ponte (L - vão)	40.000 mm
Largura total da ponte (B)	13.000 mm
Distância entre as vigas [longarinas] (b)	3.500 mm
Largura das barreiras laterais (“ <i>New Jersey</i> ”) ( $l_b$ )	400 mm
Largura do balanço lateral ( $b_{bal}$ )	1250 mm
Largura de cada faixa de rolamento ( $l_{fr}$ )	3.500 mm
Altura das vigas [central e extremos] ( $d_1$ e $d_2$ )	2.000 mm
Espessura média da laje de concreto ( $t_c$ )	225 mm
Espessura média do revestimento asfáltico ( $t_r$ )	125 mm
Largura do acostamento ( $l_{ac}$ )	2.600 mm
Espessura da alma das vigas ( $t_w$ )	9,5 mm
Espessura da mesa inferior ( $t_{f1}$ )	25 mm
Espessura da mesa inferior ( $t_{f2}$ )	50 mm
Largura da mesa superior ( $b_{f1}$ )	450 mm
Largura da mesa inferior ( $b_{f2}$ )	450 mm
Espaçamento entre diafragmas ( $s_d$ ou $e_d$ )	5.629 mm
Número de faixas de rolamento ( $n_f$ )	3
Número de vigas longitudinais ( $n_v$ )	4

Em seguida, são apresentadas na Tabela 8 as características em termos de propriedades dos materiais empregados no Projeto I (1ª Edição). Na primeira coluna

(à esquerda) são indicadas as descrições de cada parâmetro (nomes e nomenclaturas) das propriedades dos materiais e na segunda coluna (à direita) são apresentados os valores de cada propriedade e as suas respectivas unidades.

Tabela 8 – Características físicas dos materiais do projeto da ponte – Projeto I.

Propriedades físicas dos materiais	Valores (1ª Edição)
Resistência ao escoamento mínimo do aço ASTM A588 ( $f_y$ )	350 N/mm <sup>2</sup>
Resistência à ruptura mínima do aço - ASTM A588 ( $f_u$ )	485 N/mm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidade do aço ( $E_a$ )	200.000 N/mm <sup>2</sup>
Peso específico do aço ( $\gamma$ )	78.500 N/m <sup>3</sup>
Resistencia característica do concreto da laje ( $f_{ck}$ )	2.500 N/cm <sup>2</sup>
Resistência à compressão do concreto ( $f_c$ )	30 N/mm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidade do concreto ( $E_c$ )	26.290 N/mm <sup>2</sup>
Peso específico do concreto armado da laje ( $\rho$ )	25.000 N/m <sup>3</sup>
Limite escoamento das armaduras da laje ( $f_{ya}$ )	500 N/mm <sup>2</sup>
Peso específico do material da pavimentação ( $\gamma_r$ )	24.000 N/m <sup>3</sup>
Coeficiente de Poisson ( $\nu$ )	0,3

A Figura 63 ilustra a seção transversal na região do apoio do sistema estrutural, mostrando a seção do tabuleiro, guarda-rodas, perfis metálicos das quatro longarinas e dos diafragmas ou travejamentos transversais com as respectivas dimensões em milímetros (mm). Considerou-se as vigas numeradas da esquerda à direita, sendo a primeira viga número V1 e a última viga (à direita) como a número 4, respectivamente. Não obstante a isso, é possível observar na seção transversal a indicação no pavimento realizado pelo projetista para uma inclinação asfáltica de 2% de maneira a facilitar fundamentalmente o escoamento das águas pluviais.

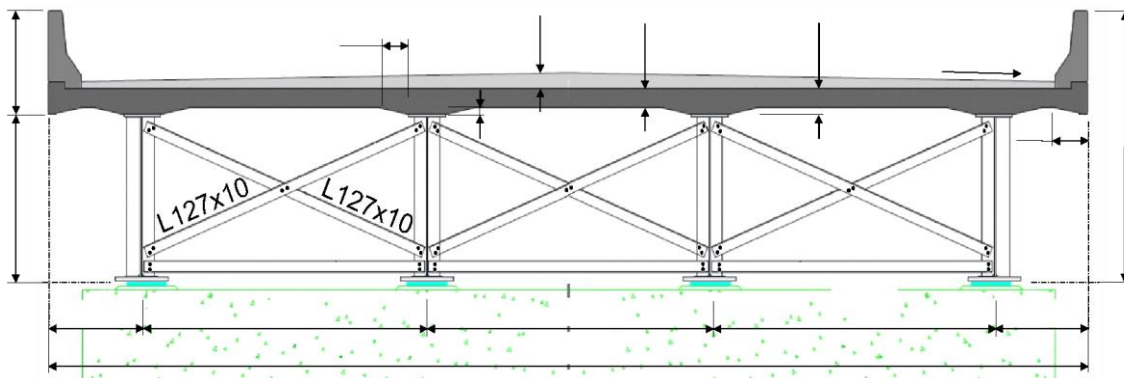


Figura 63 – Geometria e dimensões da seção transversal da ponte no apoio – Projeto I (unidades em milímetros) [Adaptado de Pinho & Bellei (PINHO; BELLEI, 2007)].

Por precaução quanto à possível flambagem nas almas das vigas, os reforços/enrijecedores de chapas/placas no Projeto I, foram soldados ao longo das longarinas com espaçamentos diferentes, conforme ilustrado na Figura 64. O primeiro enrijecedor encontra-se espaçado a uma distância do apoio de 840 mm, e os demais enrijecedores: 4 enrijecedores a 1197 mm, 2 enrijecedores a 1198 mm, 2 enrijecedores a 1877 mm e 4 enrijecedores espaçados a 1876 mm. Além disso, são mostrados também os espaçamentos entre os diafragmas e as emendas das vigas.

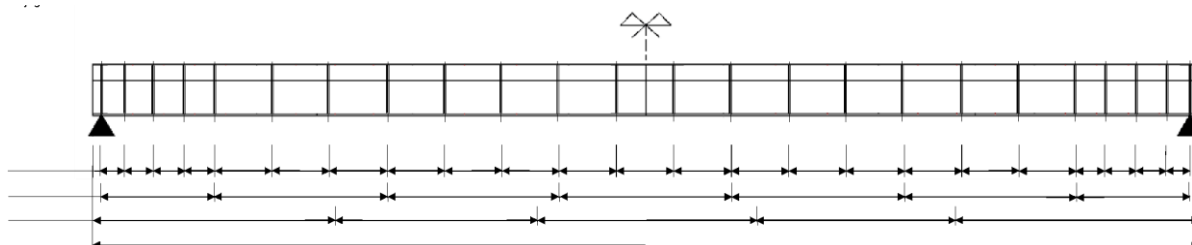


Figura 64 – Vista lateral das longarinas de aço do Projeto I com os espaçamentos dos enrijecedores transversais, diafragmas e emendas (unidades em milímetros) [Adaptado de Pinho & Bellei (2007)].

Importa referir que para a otimização do projeto estrutural (Projeto I), foram adotados dois tipos de perfis para as vigas longitudinais ao longo do comprimento da obra de arte: sendo um tipo de perfil para o trecho central e o outro tipo de perfil para os extremos. Nesse contexto, a Figura 65 apresenta a vista superior do Projeto I, ilustrando os perfis metálicos adotados como vigas longitudinais, distinguindo-os entre os grupos de “perfis centrais” e “perfis extremos” na obra de arte.

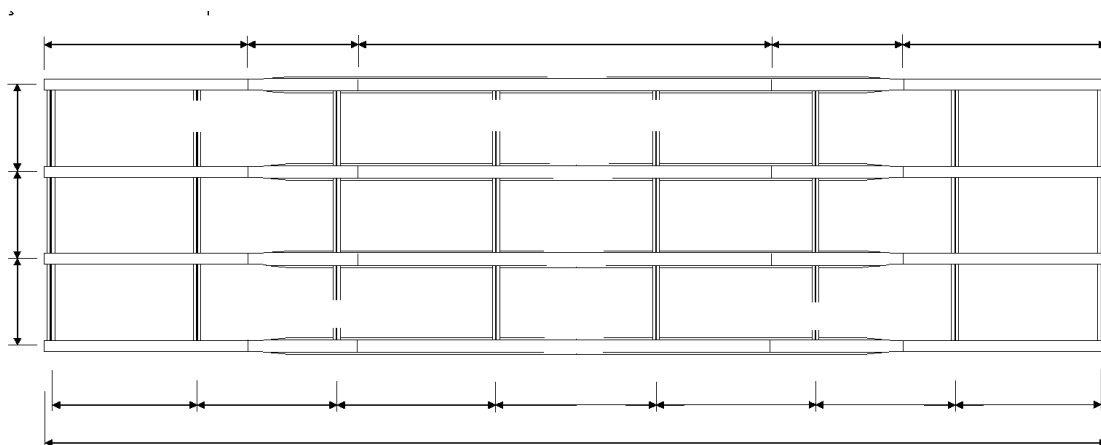
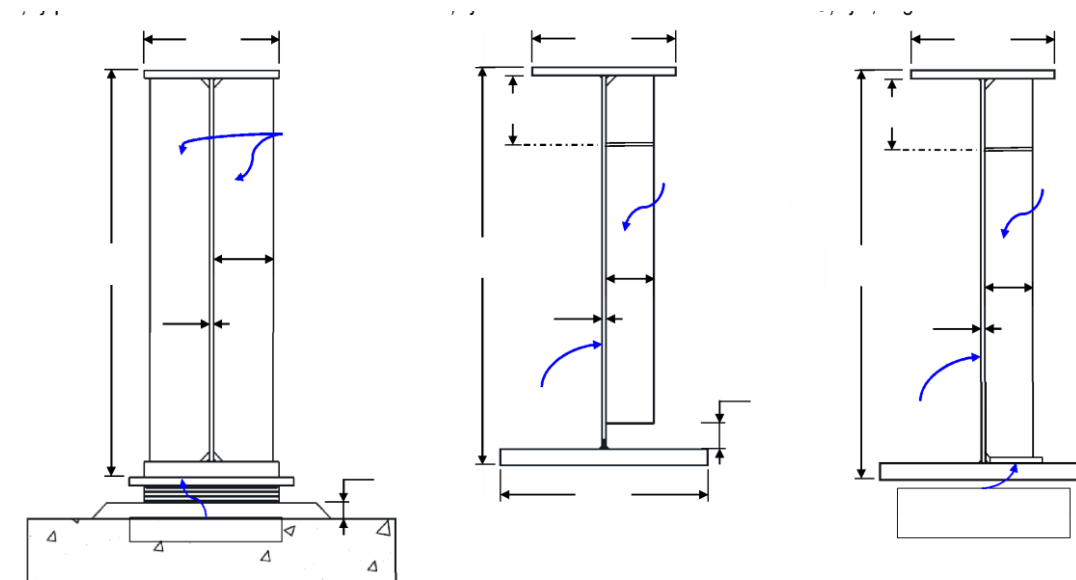


Figura 65 – Vista superior do sistema estrutural da ponte; dimensões da seção – Projeto I (unidades em milímetros) [Adaptado de Alencar *et al.* (2018a)].

Tal como abordado no parágrafo anterior sobre a utilização de diferentes perfis nas longarinas de modos a otimizar o sistema estrutural, no caso dos enrijecedores não foi distinto, pois otimizou-se o projeto estrutural (Projeto I), considerando diferentes enrijecedores desde a perspectiva geométrica, separando-os entre enrijecedores de apoio, enrijecedores intermediários (transversais) e enrijecedores longitudinais. Neste contexto, considerou-se os enrijecedores transversais e longitudinais compostos por chapas de 12,5 mm de espessura por 170 mm de largura (12,5×170 mm); e os enrijecedores de apoio compostos por duas chapas de 22 mm de espessura por 200 mm de largura (22×200 mm).

A seguir é ilustrado na Figura 66 os detalhes dos enrijecedores no apoio, na região intermediária e no diafragma da longarina do Projeto I (ver as propriedades geométrica na Tabela 9). Destaca-se que os chapas/placas de reforço/enrijecedores foram adotados a fim de satisfazer a quantidade de inércia fora do plano necessário para a alma, no sentido de proporcionar um aumento considerável no desempenho geral à fadiga do projeto.





a) Detalhe do enrijecedor nos apoios

b) Detalhe do enrijecedor intermediário

c) Detalhe do enrijecedor nos diafragmas

Figura 66 – Detalhes dos enrijecedores nas vigas ao longo dos quatro vãos – Projeto I [Adaptado de Pinho & Bellei (2007)].

Tabela 9 – Propriedades geométricas dos enrijecedores (Unidades em milímetros).

Dimensões dos enrijecedores - Projeto I (1ª Edição).			
Tipos de enrijecedores	Largura (mm)	Espessura (mm)	Comprimento (mm)
Enrijecedor de apoio	200	22	1925
Enrijecedor transversal	170	12,5	1845
Enrijecedor longitudinal	170	12,5	Ao longo do perfil

A modo de ilustração dos elementos estruturais citados, a Figura 67 apresenta a ponte em questão, com destaque os elementos que conformam os enrijecedores, tais como: enrijecedores transversais, longitudinais e de apoio soldados nas almas dos perfis das vigas longitudinais (consultar propriedades geométricas na Tabela 9).

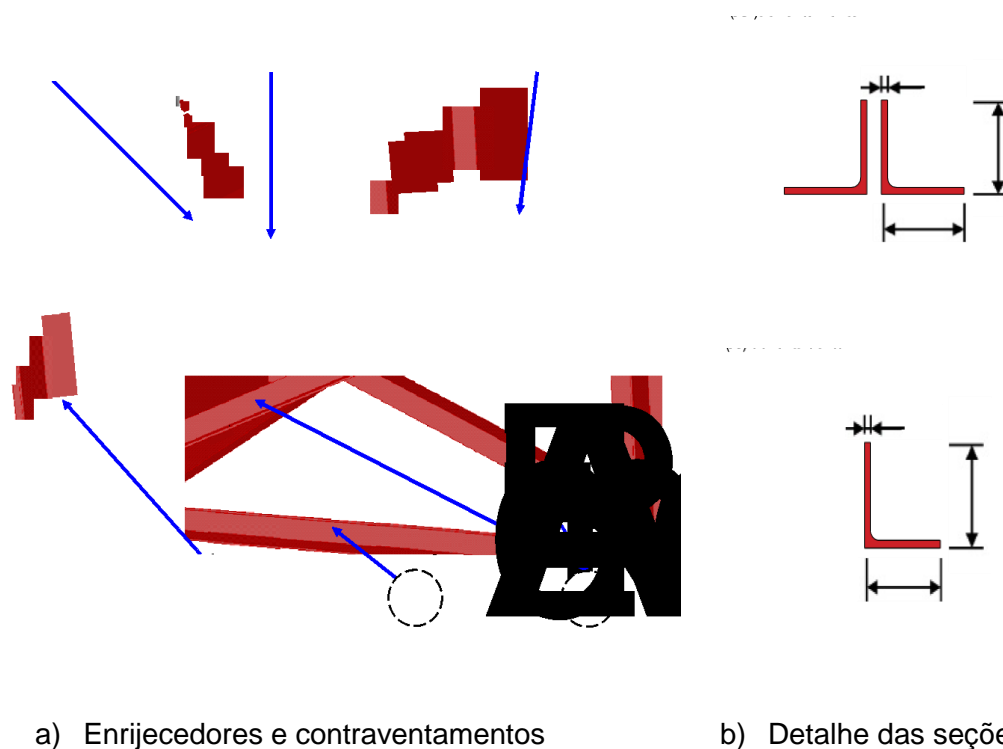
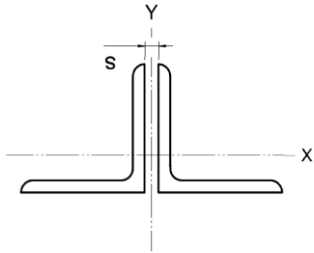


Figura 67 – Enrijecedores transversais, longitudinais e de apoio soldados ao longo da vigas metálicas [Adaptado de Da Silva (2020)].

Na Tabela 10 a seguir, são apresentadas as principais características geométricas e as propriedades mecânicas das cantoneiras metálicas do diafragma, ou seja, 2L 127x127x10 (diafragma inferior) contraventamentos horizontais e L 127x127x10 (diafragma diagonal) diafragmas treliçados verticais internos, destacando que, as propriedades mecânicas de cada elemento foram derivadas em relação aos eixos que passam pelo centro de gravidade de cada seção.

Tabela 10 – Propriedades geométricas e mecânicas dos elementos secundários.

Perfil	Dimensões (mm)	Símbolo	Designação	Valor	Unidade
L 127x127x10		$m_L$	Massa linear	18,30	Kg/m
		$A_A$	Área total	23,29	cm <sup>2</sup>
		$I_y$	Inércia em torno do "y"	362	cm <sup>4</sup>
		$I_x$	Inércia de torção	362	cm <sup>4</sup>
		$b$	Altura	12,7	cm

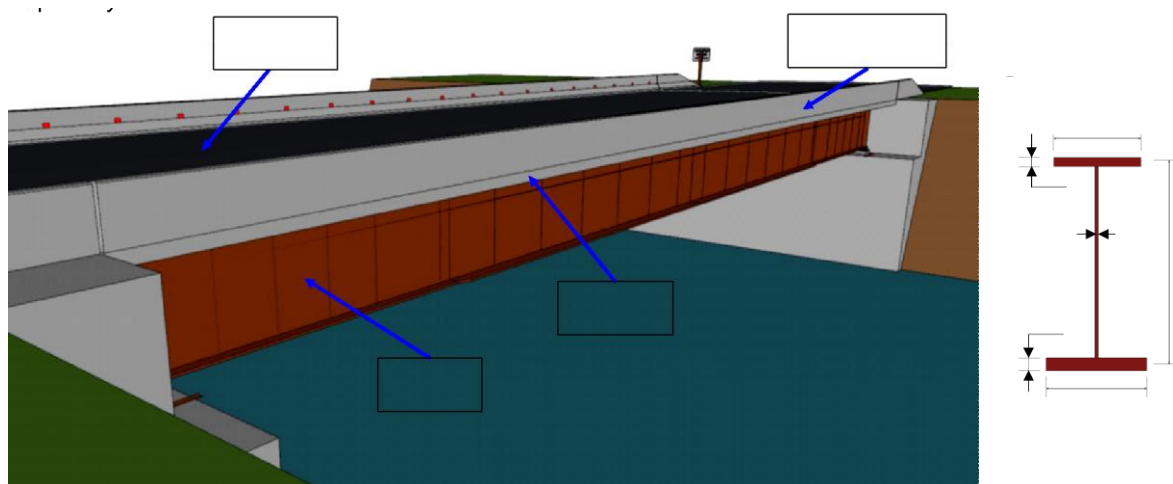
2L 127x127x10		$m_L$	Massa linear	36,60	Kg/m
		A	Área total	46,58	cm <sup>2</sup>
		$I_y$	Momento de inércia	724	cm <sup>4</sup>
		r	Raio de giração	5,29	cm
		b	Altura	12,7	cm

Entretanto, de acordo com o projeto executivo realizado em programa de detalhamento de estrutura metálica, estimou-se que o sistema estrutural metálico da obra de arte do Projeto I, pesa um total de 88.973,00 kg (88,97 ton). Sendo assim, dada a dimensão do tabuleiro da ponte (13x40 m), que corresponde a uma área de 520 m<sup>2</sup>, então, para o peso citado a taxa de consumo de aço é de 171,10 kg/m<sup>2</sup>, que é muito próximo da taxa de consumo de 170 kg/m<sup>2</sup> indicada por Pinho & Bellei (2007) para pontes rodoviárias mistas com vão de 40 metros.

- **Características físicas e geométricas do Projeto II (2ª Edição)**

O Projeto II (CBCA 2020), conforme mencionado na introdução do presente capítulo, consiste em uma ponte rodoviária mista (aço-concreto) que foi inicialmente desenvolvida em 2007 e modificada (“atualizada”) em 2020. A ponte possui 40 metros de extensão total e 12,8 metros de largura total, com um tabuleiro de concreto suportado por quatro longarinas metálicas espaçadas a distância de 3,50 metros com referência os eixos. A mesma obra de arte é simplesmente apoiada, de eixo reto, desenvolvida e publicada no Manual de Pontes e Viadutos em Vigas Metálicas do Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA) [2ª Edição] pelos autores Pinho & Bellei (2020), conforme ilustrado na Figura 68.

A ponte possui uma configuração “global” retangular, com balanços laterais de 1,15 metros e com largura de faixa de rolamento de 3,50 metros. Nos extremos da ponte, os diafragmas verticais são treliçados do tipo “K” invertido, e no centro da ponte os diafragmas assumem a forma de “X” espaçados a 3,5 metros entre si e interceptados a 1750 mm, utilizadas como contraventamento ao longo do comprimento da ponte. Os diafragmas são compostos por cantoneiras de abas iguais, com 127 mm e 10 mm de espessura, assim como os contraventamentos horizontais inferiores. Importa destacar que os contraventamentos horizontais superiores nos apoios são compostos de elementos de seção I (CVS) de 300 mm e 47 mm (CVS 300x47). No caso da laje de concreto, a mesma possui uma espessura de 225 mm e guarda-rodas de concreto nas extremidades laterais da ponte do tipo “*New Jersey*” com 880 mm de altura e 400 mm de largura total.



a) Vista isométrica da ponte rodoviária (3D) – Projeto II

b) Perfil da viga

Figura 68 – Ponte rodoviária mista (aço-concreto) com os elementos constituintes – Projeto II [Adaptado de Pinho & Bellei (PINHO; BELLEI, 2020)].

As características de identificação adotadas no Projeto II são apresentadas na Tabela 11 (alguns símbolos da Tabela 11 podem ser consultados na Figura 68b), indicando todas as dimensões e as descrições de cada parâmetros.

Tabela 11 – Características do Projeto II em termos de dimensões.

Propriedades geométrica e nomenclaturas	Dimensões do Projeto II (2ª Edição)
Dimensão em planta (L x B)	40.000x12.800 mm
Comprimento da ponte (L - vão)	40.000 mm
Largura total da ponte (B)	12.800 mm
Distância entre as vigas [longarinas] (b)	3.500 mm
Largura das barreiras laterais (“ <i>New Jersey</i> ”) ( $l_b$ )	400 mm
Largura do balanço lateral ( $b_{bal}$ )	1250 mm
Largura de cada faixa de rolamento ( $l_{fr}$ )	3.500 mm
Altura das vigas [central e extremos] ( $d_1$ e $d_2$ )	1.900 mm
Espessura média da laje de concreto ( $t_c$ )	225 mm
Espessura média do revestimento asfáltico ( $t_r$ )	125 mm
Largura do acostamento ( $l_{ac}$ )	2.500 mm
Espessura da alma das vigas ( $t_w$ )	12,5 mm
Espaçamento entre diafragmas ( $s_d$ ou $e_d$ )	5.629 mm
Número de faixas de rolamento ( $n_r$ )	2
Número de vigas longitudinais ( $n_v$ )	4

Em seguida, são apresentadas na Tabela 12 as características em termos de propriedades dos materiais empregados no Projeto II (2ª Edição). Na primeira coluna (à esquerda), são indicadas as descrições de cada parâmetro das propriedades dos materiais e na segunda coluna (à direita), são apresentados os valores de cada propriedade e as suas respectivas unidades.

Tabela 12 – Características físicas dos materiais do projeto da ponte – Projeto II.

Propriedades físicas dos materiais	Valores (2ª Edição)
Resistência ao escoamento mínimo do aço ASTM A572 ( $f_y$ )	345 N/mm <sup>2</sup>
Resistência à ruptura mínima do aço - ASTM A572 ( $f_u$ )	450 N/mm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidade do aço ( $E_a$ )	200.000 N/mm <sup>2</sup>
Peso específico do aço ( $\gamma$ )	77.000 N/m <sup>3</sup>
Resistencia característica do concreto da laje ( $f_{ck}$ )	2.500 N/cm <sup>2</sup>
Resistência à compressão do concreto ( $f_c$ )	30 N/mm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidade do concreto ( $E_c$ )	30.672 N/mm <sup>2</sup>
Peso específico do concreto armado da laje ( $\gamma_{PP}$ )	25.000 N/m <sup>3</sup>
Limite escoamento das armaduras da laje ( $f_{ya}$ )	500 N/mm <sup>2</sup>
Peso específico do material da pavimentação ( $\gamma_r$ )	24.000 N/m <sup>3</sup>
Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )	0,3

A seção transversal na região do apoio do Projeto II é ilustrada na Figura 69, onde na qual também se pode observar a seção do tabuleiro, guarda-roda, perfis metálicos das quatro longarinas e dos diafragmas transversais com as respectivas dimensões em milímetros (mm). Tal como no primeiro caso (Projeto I), considerou-se as vigas numeradas da esquerda à direita, sendo a primeira viga número 1 (V1) e a última viga (à direita) como a número 4 (V4), respectivamente. Não obstante a isso, é possível observar na seção transversal a indicação no pavimento realizado pelo projetista para uma inclinação asfáltica de 2 % de modo a facilitar fundamentalmente o escoamento das águas pluviais.

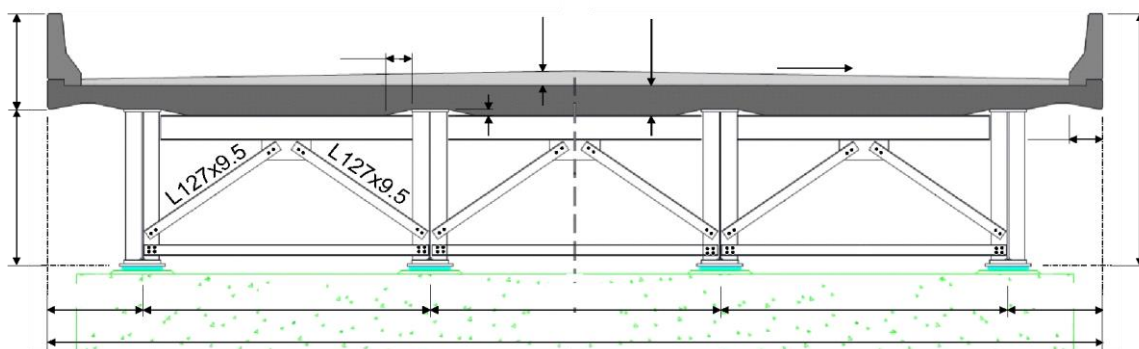


Figura 69 – Geometria e dimensões da seção transversal da ponte no apoio – Projeto II (unidades em milímetros) [Adaptado de Pinho & Bellei (PINHO; BELLEI, 2020)].

Por questões de acatamento à possível ocorrência de flambagem nas almas das vigas, os reforços/enrijecedores de chapas/placas no Projeto II, foram soldados ao longo das longarinas com espaçamentos diferentes, conforme ilustrado na Figura 69. Importa referir que o primeiro enrijecedor se encontra espaçado a uma distância do apoio de 1126 mm, e os demais enrijecedores: 4 enrijecedores a 1126 mm, 4 enrijecedores a 1407 mm, 3 enrijecedores espaçados a 1876 mm. Além disso, são mostrados também os espaçamentos entre os diafragmas e as emendas.

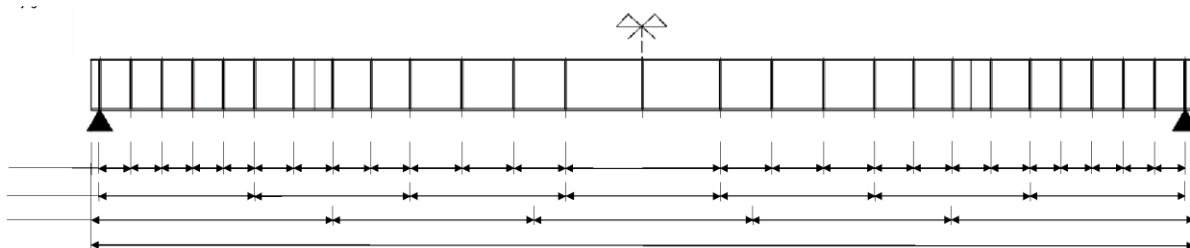


Figura 70 – Vista lateral das longarinas de aço do Projeto II com os espaçamentos dos enrijecedores transversais, diafragmas e emendas (unidades em milímetros) [Adaptado de Pinho & Bellei (PINHO; BELLEI, 2007, 2020)].

Para as vigas longitudinais, foram adotados dois tipos de perfis ao longo da extensão da obra de arte, isso para garantir a otimização do projeto em questão (Projeto II): sendo um tipo de perfil para o trecho central e o outro tipo de perfil para os extremos. Desse modo, é ilustrado na Figura 71 a vista superior do Projeto II, mostrando os perfis metálicos adotados como vigas longitudinais, distinguindo-os entre os grupos de “perfis centrais” e “perfis extremos” na obra de arte.

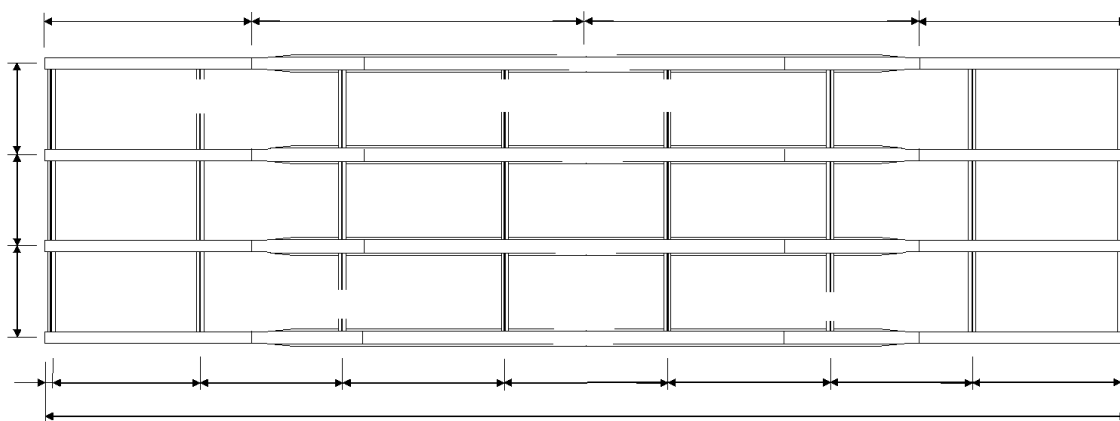
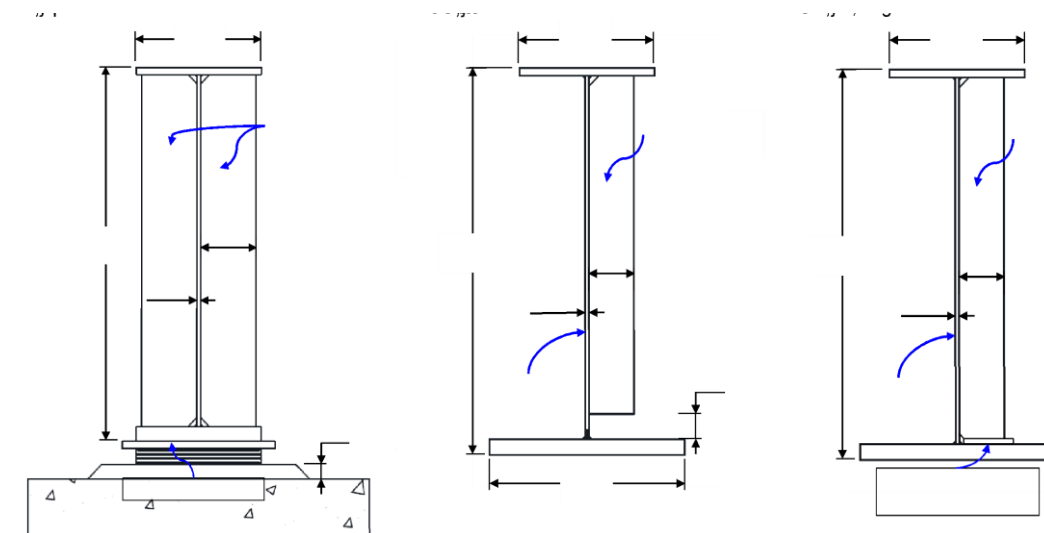


Figura 71 – Vista superior do sistema estrutural da ponte; dimensões da seção – Projeto II (unidades em milímetros) [Adaptado de Pinho & Bellei (2020)].

Otimizou-se a utilização de reforço nas almas das vigas considerando a utilização de diferentes enrijecedores, do ponto de vista geométrico, separando-os entre enrijecedores de apoio e enrijecedores intermediários (transversais). Sendo assim, adotaram-se como enrijecedores transversais intermediários os compostos por chapas de 12,5 mm de espessura por 150 mm de largura (12,5x150 mm) e os enrijecedores de apoio compostos por duas chapas de 22 mm de espessura por 200 mm de largura (22x200 mm). A Figura 72 ilustra os detalhes dos enrijecedores no apoio, na região intermediária e nos diafragmas do Projeto II (ver as propriedades na Tabela 13). As chapas/placas de reforço/enrijecedores foram adotadas a fim de satisfazer a quantidade de inércia fora do plano necessária para a alma, no sentido de proporcionar um aumento considerável no desempenho geral à fadiga do projeto.



a) Detalhe do enrijecedor nos apoios

b) Detalhe do enrijecedor intermediário

c) Detalhe do enrijecedor nos diafragmas

Figura 72 – Detalhes dos enrijecedores nas vigas ao longo dos quatro vãos – Projeto II [Adaptado de Pinho & Bellei (2020)].

Tabela 13 – Propriedades geométricas dos enrijecedores (Unidades em milímetros).

Dimensões dos enrijecedores - Projeto II (2ª Edição).			
Tipos de enrijecedores	Largura (mm)	Espessura (mm)	Comprimento (mm)
Enrijecedor de apoio	200	22	1825
Enrijecedor transversal	150	12,5	1745



A modo de ilustração dos elementos estruturais citados, a Figura 73 apresenta a ponte em questão (Projeto II), com destaque nos enrijecedores intermediários transversais e enrijecedores nos apoios soldados na alma dos perfis das vigas longitudinais (consultar propriedades geométricas na Tabela 13).

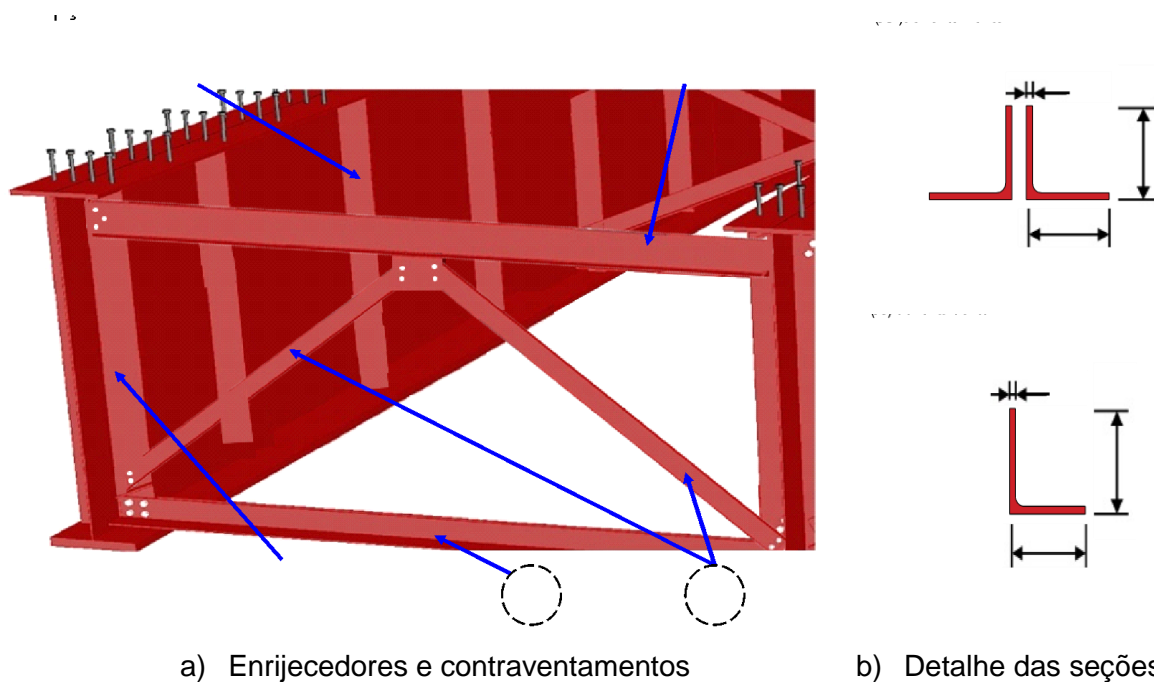


Figura 73 – Enrijecedores transversais, longitudinais e de apoio soldados ao longo das vigas metálicas [Adaptado de Da Silva (2020)].

As propriedades geométricas e as propriedades físicas das cantoneiras (2L 127x127x10 [diafragma inferior] e L 127x127x10 [diafragma diagonal]), quer seja dos diafragmas ou dos contraventamentos horizontais como dos contraventamentos treçados verticais internos, são apresentadas na Tabela 10. As vigas transversinas nos apoios são compostas de perfil de seção I (CVS 300x47), destacando que, as propriedades mecânicas de cada elemento foram derivadas em relação aos eixos que passam pelo centro de gravidade de cada seção.

De acordo com o projeto executivo realizado em programa de detalhamento de estrutura metálica, estimou-se que o sistema estrutural metálico da obra de arte do Projeto II (2ª Edição), pesa um total de 88.200 kg (88,2 ton). Sendo assim, dada a dimensão do tabuleiro da ponte (12,8x40 m), que corresponde a uma área de 512 m<sup>2</sup> (512 m<sup>2</sup>), então, para o peso citado a taxa de consumo de aço é de 170 kg/m<sup>2</sup>, que é

exatamente a taxa de consumo indicada pelos autores Pinho e Belley (2020), para pontes rodoviárias mistas com vão de 40 metros de longitude.

## 4.2 Conectores de cisalhamento

### 4.2.1 Generalidades sobre conectores de cisalhamento

Sabe-se que a preocupação com o fenômeno de fadiga é um assunto bastante discutido em diferentes manuais, sobretudo no manual de inspeção de pontes rodoviárias do DNIT (2009). Nos projetos de pontes mistas, ao responderem isoladamente a esforços de flexão, viga e laje apresentam tendência de deslizamento longitudinal e afastamento vertical relativos. Para que o comportamento conjunto do sistema estrutural misto, que também é chamada de ação mista, ocorra, é necessário que se desenvolvam esforços horizontais de cisalhamento na interface das superfícies do aço e do concreto (DE OLIVEIRA, 2020).

Desse modo, o processo de ligação mecânica é proporcionado através da utilização de dispositivos denominados conectores de cisalhamento. Assim, os conectores de cisalhamento devem possuir resistência e geometria adequadas para prover a dupla capacidade de absorver o chamado fluxo de cisalhamento horizontal e impedir a separação física entre as vigas e a laje. Para além disso, a utilização dos conectores de cisalhamento no sistema estrutural permite que as deformações nas vigas e na laje não ocorram de maneira independente e a tendência de deslizamento entre ambas seja impedida ou restringida.

Nesse contexto, torna-se pertinente a introdução do conceito de interação por meio de três casos possíveis. O primeiro caso, denominado situação de interação nula, consiste no caso em que os elementos estruturais trabalham de maneira individual, ou seja, cada elemento com sua própria distribuição de tensões e deformações à flexão, e conseqüentemente, cada um apresenta a sua própria linha neutra. O segundo caso, que é o oposto do primeiro, trata-se da situação denominada ação mista, que se manifesta sob a forma de interação total, onde de maneira hipotética assume-se que os dois elementos estão perfeitamente ligados por

conectores de grande rigidez e resistência mínima maior que a resistência da viga mista como tal. Nisso, o deslizamento longitudinal relativo é completamente impedido e, por consequência, as vigas e a laje se deformam de maneira conjunta à flexão, resultando apenas uma linha neutra no sistema global. O terceiro e último caso, que é a situação denominada ação da interação parcial, ocorre quando “existe” um pequeno deslizamento na interface e descontinuidade (entre as vigas e a laje) no diagrama de deformações acompanhada da formação de duas linhas neutras não independentes. Vale destacar que em cada um dos três casos de interação, as vigas apresentam diferentes comportamentos.

Com base na norma NBR 16694 (2020), o fenômeno de fadiga é o modo de falha que normalmente governa o dimensionamento de conectores de cisalhamento. Nesse contexto, uma possível ruptura nos conectores levaria à interrupção do comportamento misto entre os elementos de aço e de concreto, de modo que o funcionamento estrutural passaria a ser o de uma laje de concreto simplesmente apoiada em vigas de aço. Sendo que, diante disso, as vigas seriam bruscamente conduzidas a uma situação de resistências reduzidas e deslocamentos elevados. E com essa ocorrência, a situação prevista e adotada no processo de análise e de dimensionamento das estruturas se desconfigurariam completamente, ao ponto das instabilidades laterais e locais nas vigas tornarem-se inevitável.

Quanto os tipos de conectores de cisalhamentos, ressalta-se que existem uma variedade, entre os quais, na presente pesquisa abordar-se-á de algumas das tipologias mais utilizadas em pontes mistas, que são: I) conector *perfobond*, II) conector *crestbond*, III) conector de perfil “U” laminado e IV) conector de pino com cabeça. Em seguida são descritas resumidamente as tipologias de conectores:

I) **Conector de cisalhamento *perfobond***

O conector de cisalhamento *perfobond* consiste basicamente em uma chapa de aço plana com furos circulares, que é soldada ao perfil metálico e depois concretada. É um tipo de conector rígido e sofre apenas deformações elásticas de pequena magnitude em estado de serviço. Seu comportamento mecânico depende, em grande parte, do cisalhamento do concreto confinado dentro dos furos do conector. Tal como referido anteriormente, o *perfobond* foi originalmente desenvolvido para ser aplicação em pontes mistas, mas dada a sua alta rigidez no processo de redistribuição de esforços entre os conectores, impõe de certo modo uma exigência adicional de

projeto. Na Figura 74 é ilustrado os conectores de cisalhamento *perfobond* contínuo e descontínuo.

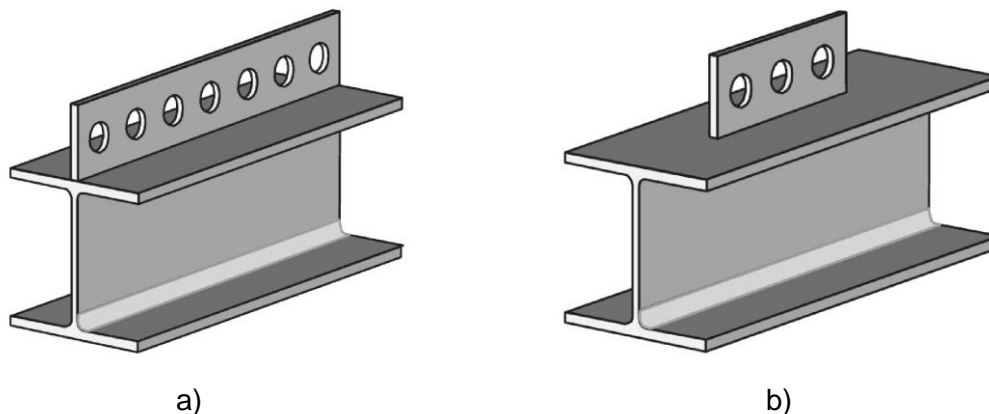


Figura 74 – Conector de cisalhamento *perfobond*: a) contínuo e b) descontínuo [Adaptado de Nicoletti *et al.* (2020)].

## II) Conector de cisalhamento *crestbond*

O conector *crestbond* consiste em uma chapa de aço endentada com saliências e reentrâncias trapezoidais que proporcionam resistências ao cisalhamento longitudinal e previnem a separação transversal entre o perfil metálico e a laje de concreto (provocando o efeito denominado *uplift*). Importa destacar que esta tipologia de conectores de cisalhamentos, foi desenvolvida no Brasil por um grupo de pesquisadores da UFV (Universidade Federal de Viçosa) e da UFMG (Universidade Federal de Minas Gerais).

Em comparação com o anterior (*perfobond*), o *crestbond* (ver Figura 75) concilia uma série de vantagens no que concerne à sua aplicação em pontes mistas, tais como: i) simplicidade de fabricação e instalação; ii) ductilidade (superior à do *perfobond*), preservando o comportamento rígido em estado de serviço; iii) furos abertos para facilitar a disposição da armadura da laje e iv) desenho simétrico, proporcionando maior produtividade na fabricação, permitindo obter dois conectores a cada corte.

Assim sendo, por ser constituído de uma chapa de aço, o conector *crestbond* é soldado à mesa superior do perfil com solda convencional, com filetes contínuos de ambos os lados, obedecendo à prescrição de norma vigente quanto à dimensão da solda, tendo em vista a espessura da chapa do conector e a espessura da mesa do

perfil longitudinal, o que garante consideravelmente no aumento de quantidade de solda no elemento estrutural.

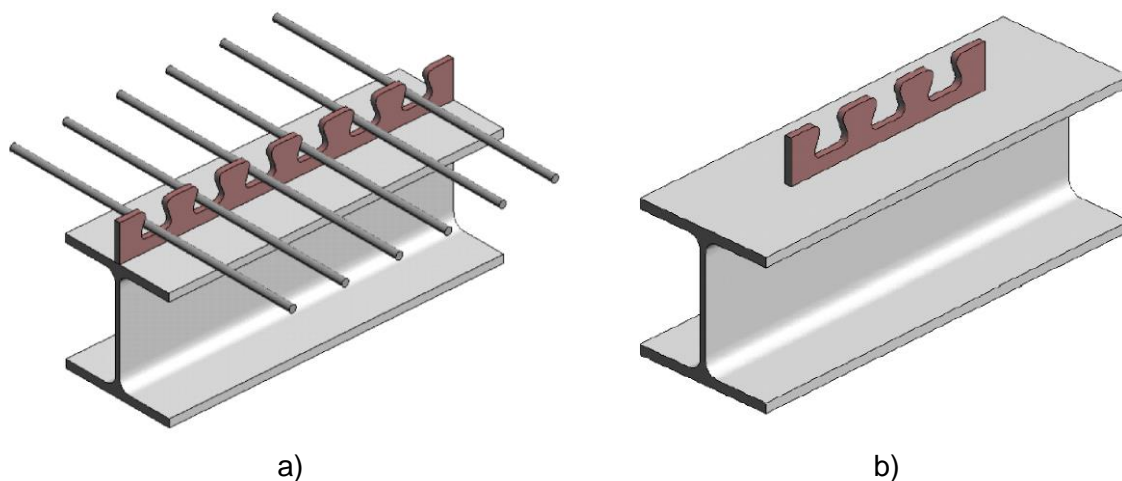


Figura 75 – Conector de cisalhamento *crestbond*: a) contínuo e b) descontínuo [Adaptado de Oliveira (DE OLIVEIRA, 2020)].

### III) Conector de cisalhamento de perfil “U” laminado

De acordo com a norma NBR 8800 (2008), o conector em perfil U deve ser soldado à mesa superior do perfil de aço com solda contínua nas duas extremidades da mesa, e com o plano da alma perpendicular ao eixo longitudinal da viga de aço. Além disso, a mesma norma recomenda que a solda utilizada para estabelecer a ligação com o perfil metálico deve ter resistência mínima igual a 1,25 vez a força resistente de cálculo do conector e que o filete de solda mínimo deve ser de 4,75 mm ao longo da base do perfil “U” laminado (PINHO; BELLEI, 2007). E segundo Nicoletti *et al.* (2020), nos conectores de perfil “U” laminados (ver Figura 76), a maior parte da força é transmitida pela mesa do conector soldada sobre a mesa da viga, e uma pequena parte é transmitida pela alma, sendo que as maiores tensões ocorrem na região próxima à solda.

É importante referir que esta solução, utilizando conectores de perfil “U” laminado apresenta inúmeras desvantagens desde a perspectiva econômica, sobretudo na produtividade de instalação, que é bastante reduzida. Desse modo, esta solução tende a ser abandonada. Destacando que, o seu emprego é praticamente indicado para sistemas com laje maciça.

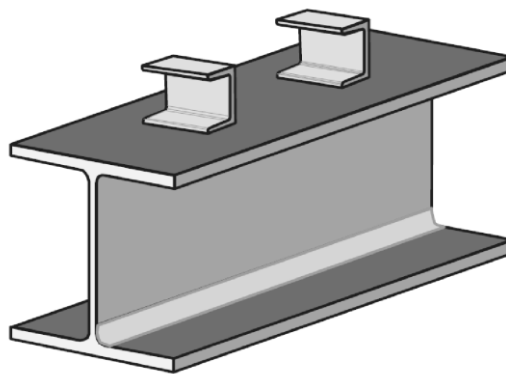


Figura 76 – Conectores de cisalhamento em perfil “U” laminado soldados sobre perfil metálico [Adaptado de Oliveira (DE OLIVEIRA, 2020)].

#### IV) Conector de cisalhamento de pino com cabeça

Os conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, que também são conhecidos como *stud bolts*, são os conectores mais utilizados em pontes mistas por oferecerem uma boa ancoragem com o concreto, por impedir o afastamento da laje com a viga, por não oferecer interferência com a armadura do tabuleiro e pela sua fixação ser bastante rápida e econômica. Entretanto, ao contrário do conector anterior (perfil “U”) se pode externar em outras palavras que o *stud bolts* apresenta grande produtividade na instalação, e quando distribuídos os pinos em grupos com espaçamentos recomendados pelas normas de projeto, os mesmos apresentam alto desempenho à fadiga quando submetidos a carregamentos na fase de operação (NBR16694, 2020).

Os conectores de pinos com cabeça, conforme ilustrado na Figura 77 são necessariamente recomendáveis uma vez que, por serem dispositivos flexíveis e se deformarem sob cargas de serviço, estes apresentam naturalmente bom desempenho à fadiga (FAKURY; SILVA; CALDAS, 2016). As formulações normativas indicam que o fenômeno de fadiga é o modo de falha que normalmente governa o dimensionamento dos conectores (AASHTO, 2014a; NBR16694, 2020; NBR8800, 2008).

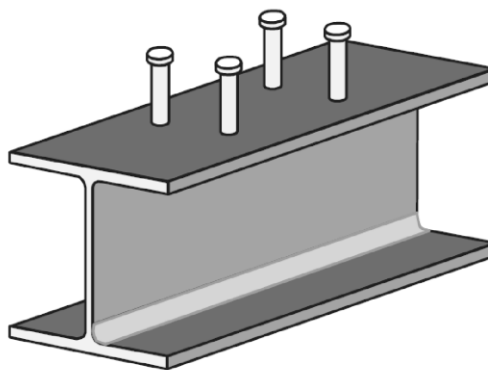


Figura 77 – Conectores de cisalhamento de pino com cabeça soldados sobre perfil metálico [Adaptado de Oliveira (2020)].

#### 4.2.2 Conectores de cisalhamento utilizado no caso de estudo

No caso de estudo em questão, utilizaram-se os conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça ou também chamado de *stud bolt* tendo em vista sobretudo o seu alto desempenho à fadiga (NBR 16694, 2020; NBR 8800, 2008), o baixo custo na aquisição dos mesmos, a produtividade desde a perspectiva da rapidez e da facilidade com que os conectores são aplicados sobre as vigas metálicas. Para além das vantagens diversas que levam à sua ampla popularização, a sua utilização é permitida e padronização em praticamente todas as principais normas técnicas do mundo (FAKURY; SILVA; CALDAS, 2016).

Os conectores foram dimensionados de maneira adequada, cumprindo com os requisitos normativos, com objetivo de resistirem os esforços desenvolvidos na interface aço-concreto e promoverem a ancoragem e aumento de sua resistência com base no efeito de confinamento, ao restringir o “esmagamento” do concreto em determinadas regiões do sistema estrutural misto. Na Figura 78 é ilustrado a distribuição de conectores soldados sobre as mesas superiores das vigas metálicas.

Vale destacar que se leva em conta o formato do conector no sentido de facilitar a colocação das armaduras mínimas da laje de concreto entre os grupos deles. Nesse contexto considerou-se as dimensões mínimas padronizadas e as dimensões nominais apresentadas nos manuais técnicos de projeto (AASHTO, 2014a, 2002; NBR16694, 2020; NBR8800, 2008).



Figura 78 – Conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça aplicados em vigas de pontes mistas (aço-concreto) [Adaptado de Matos (2015)].

#### • Conectores de cisalhamento – Projeto I (1ª Edição)

A ponte rodoviária concebida como estrutura mista do Projeto I, foi projetada utilizando para sua interação aço-concreto conectores de cisalhamento do tipo *stud bulb* soldados na mesa superior com 150 milímetros de altura e 22 milímetros de diâmetro do fuste, com a área verificada de 3.800 mm<sup>2</sup>, com a classe correspondente a  $3,5 \times 10^6$  ciclos, de acordo com as normas NBR 8800 (2008).

Quanto aos detalhes em termos de informações sobre os espaçamentos transversais dos conectores de cisalhamento, os espaçamentos longitudinais, os afastamentos entre os grupos de conectores e a quantidade de conectores utilizados em cada uma das quatro vigas longitudinais, estes são abordados no parágrafo a seguir. Em seguida é ilustrado na Figura 79 o sistema estrutural metálico da obra de arte com a distribuição dos conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça, que fornecem interação aço-concreto.





Figura 79 – Estrutura metálica da ponte com representação dos conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça – Projeto I [Adaptado de Alencar *et al.* (2018a)].

De acordo com Pinho e Bellei (2007) para um melhor desempenho em termos de interação entre o aço-concreto, necessitou-se de 624 conectores de cisalhamento em cada viga longitudinal, separados por grupos de 8 conectores de cisalhamento espaçados a 100 milímetros no sentido transversal e 132 milímetros dos outros no sentido longitudinal, conforme ilustrado na Figura 80, que constituiu figura da seção transversal típica de um grupo de conectores em um sistema composto por viga de aço e laje de concreto. Quanto à separação dos grupos de conectores de cisalhamento, se pode destacar que todos os grupos estão espaçados longitudinalmente a 500 milímetros, totalizando, portanto, em 2.496 conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça (*stud bolt*).

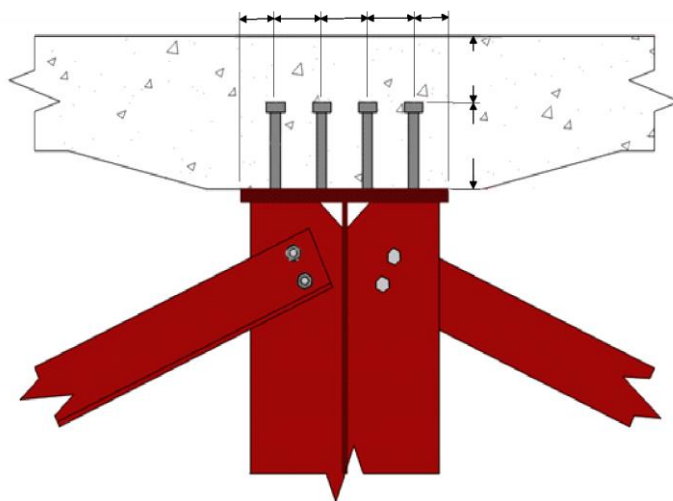


Figura 80 – Vista em corte transversal dos conectores de cisalhamento (unidade em milímetros) do tipo pino com cabeça – Projeto I [Adaptado de Pinho & Bellei (2007)].

### • Conectores de cisalhamento – Projeto II (2ª Edição)

Tal como o anterior, o Projeto II foi projetado utilizando os conectores de cisalhamento do tipo *stud bolt* soldados sobre as mesas superiores das vigas longitudinais de modo a proporcionarem a interação aço-concreto. Os conectores possuem a altura de 150 milímetros e diâmetro do fuste de 22 milímetros, com a área de  $3.800 \text{ mm}^2$  de cada conector e com a classe de  $3,5 \times 10^6$  ciclos, de acordo com o código de projeto NBR 8800 (2008).

Os detalhes sobre os espaçamentos transversais, espaçamentos longitudinais, afastamentos entre os grupos e a quantidade de conectores de cisalhamento utilizados no sistema estrutural; são descritos na no parágrafo a seguir. Em seguida é apresentado na Figura 81 o projeto estrutural metálico da ponte com destaque na distribuição dos conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça.



Figura 81 – Estrutura metálica da ponte com representação dos conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça – Projeto II [Adaptado de Pinho & Bellei (2020)].

Para o Projeto II, de acordo com os autores Pinho e Bellei (2020), necessitou-se 616 conectores de cisalhamento por cada viga, distribuídos em grupos de 8 conectores de cisalhamento separados a 90 milímetros transversalmente e a 132 milímetros longitudinalmente. Tal como o primeiro caso, no Projeto II todos os grupos de conectores de cisalhamento estão espaçados longitudinalmente a 500 milímetros, totalizando, portanto, em 2.464 conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça (*stud bolt*). A seguir é apresentada na Figura 82 a seção transversal típica de um grupo de conectores de cisalhamento em um sistema estrutural composto por vigas de aço e laje de concreto.

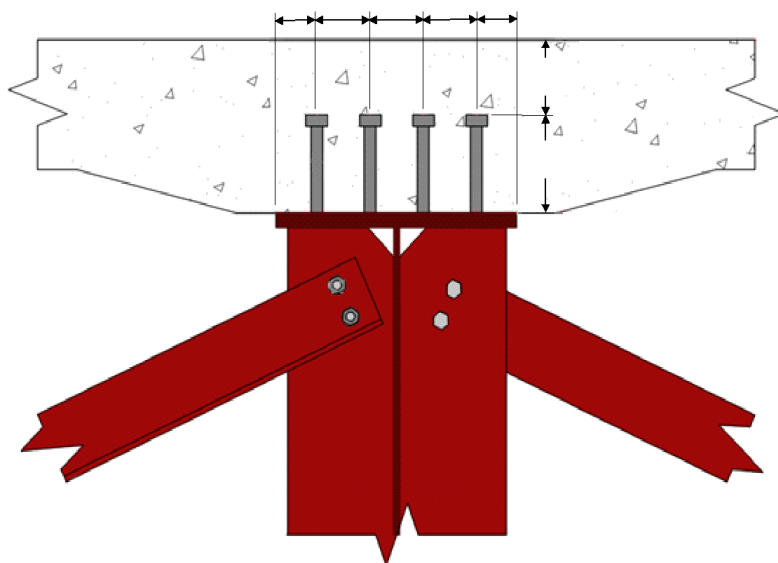


Figura 82 – Vista em corte transversal dos conectores de cisalhamento (unidade em milímetros) do tipo pino com cabeça – Projeto II [Adaptado de Pinho & Bellei (2020)].

#### 4.2.3 Juntas soldadas representativas do estudo de caso

A identificação dos detalhes críticos nas juntas soldadas dos elementos estruturais de uma ponte rodoviária mista (aço-concreto) consiste em uma etapa crucial de projeto. Tendo em vista que o principal interesse da presente pesquisa é o estudo do desempenho estrutural à fadiga de juntas soldadas de pontes rodoviárias mistas, a Figura 83 mostra as diferentes vistas da obra de arte adotada para o caso de estudo, com a identificação das regiões críticas.



Figura 83 – Identificação dos elementos de estruturas da ponte rodoviária: vista de perfil da obra de arte com destaque ao enrijecedor no apoio a).

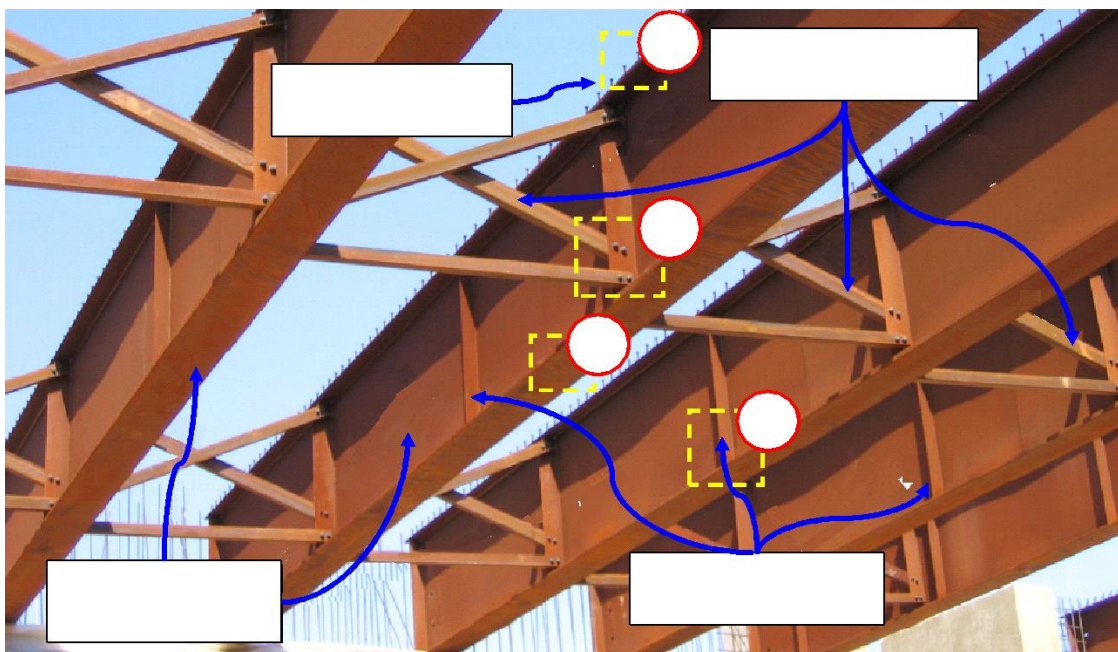
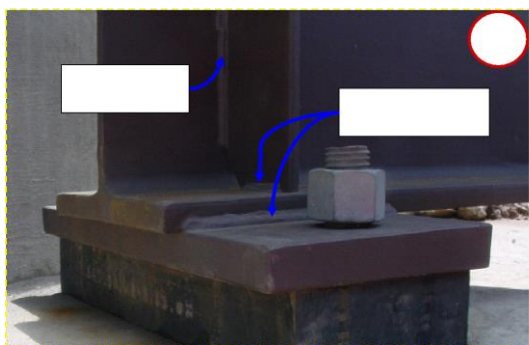


Figura 84 – Elementos de estruturas metálicas da ponte rodoviária com a identificação das regiões críticas à resistência da fadiga: vista isométrica das vigas com destaque ao enrijecedor (b), (c); pinos (d) e mesa inferior da viga (e) [Adaptado de Whisenhunt (2004)].

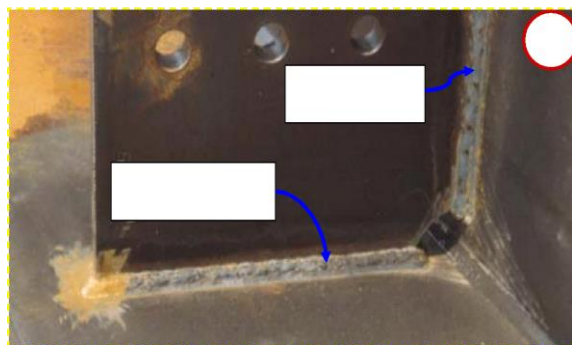
Com base nas Figuras 83 e 84, são ilustrados nas Figura 85 e 86 os principais e os representativos detalhes de juntas soldadas do caso estudo investigado [ambos os projetos – Projeto I (1ª Edição) e o Projeto II (2ª Edição) – possuem os mesmos detalhes de juntas soldadas, exceto da intercepção entre enrijecedor longitudinal e transversais], com as respectivas regiões críticas e/ou propensas à iniciação de trincas por fadiga. Vale destacar que na presente pesquisa foram desconsideradas as conexões parafusadas. O conjunto dos detalhes das juntas soldadas apresentadas nas Figura 85 e 86, são avaliados em função de suas classes de fadiga com base nas tensões nominais associadas aos seus respectivos FAT's. À nomenclatura FAT X (onde X corresponde a número) é usada na literatura para significar a resistência à fadiga de um detalhe para 2 milhões de ciclos à amplitude constante de X MPa. A chapa/placa transversal soldada à alma na região do apoio [enrijecedor no apoio] (ver Figura 85a.1), placa de conexão transversal soldada à alma para a fixação dos diafragmas verticais e horizontais de forma parafusada [enrijecedores intermediários] (ver Figuras 85b.1), chapa de conexão transversal soldada à alma, com a presença do *web-gap* [enrijecedor intermediário] (ver Figura 86b.2), pino soldado na superfície da mesa superior da longarina [conector de cisalhamento] (ver Figura 86b.3) e emenda soldada na alma para facilitação do transporte da viga de aço [*cope hole* ou

*mouse hole*] (ver Figura 86b.4). Portanto, em seguida é brevemente descrito os detalhes das Figuras 85 e 86:

- FAT 80: Enrijecedores transversais soldados no apoio [tensão nominal longitudinal]. As tensões nominais são obtidas no banzo inferior como tensão normal máxima na direção longitudinal da estrutural (EN 1993-1-9, 2005) [ver Figura 85a.1];
- FAT 80: Enrijecedores transversais soldados à alma para a fixação dos diafragmas verticais e horizontais [enrijecedores intermediários]. As tensões nominais máximas são obtidas da mesma forma que o detalhe estrutural da Figura 85a (EN 1993-1-9, 2005) [ver Figura 85b.1];
- FAT 90: *Web-gap* - enrijecedores transversais soldados à alma, com a presença do *web-gap* [enrijecedor intermediário] (EN 1993-1-9, 2005) [ver Figura 86b.2];
- FAT 80: Conector de cisalhamento. As tensões nominais são obtidas no banzo superior com a tensão normal máxima na direção longitudinal (EN 1993-1-9, 2005) [ver Figura 86b.3];
- FAT 71: *Cope holes* na emenda da longarina. As tensões nominais são obtidas no banzo superior como a tensão normal máxima na direção longitudinal (EN 1993-1-9, 2005) [ver Figura 86b.4].

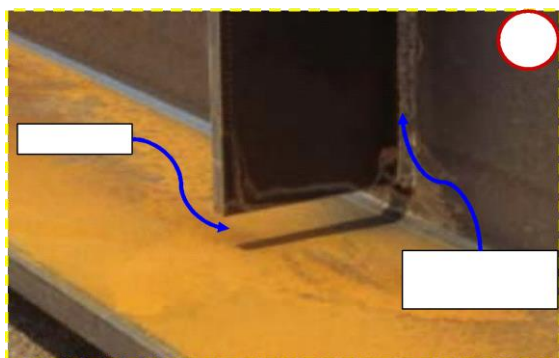


a.1) Detalhe dos enrijecedor no apoio

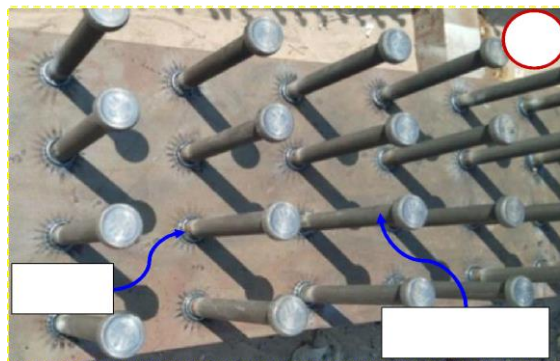


b.1) Detalhe do enrijecedor no diafragma

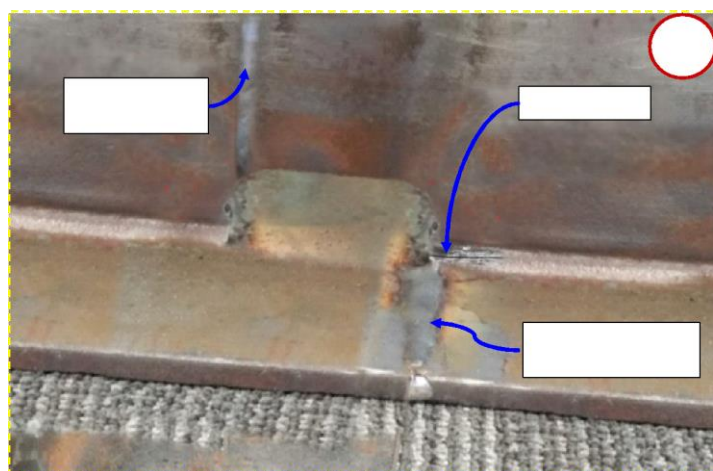
Figura 85 – Principais detalhes estruturais soldados presentes no caso de estudo mais suscetíveis a danos por fadiga [Adaptado de Whisenhunt (2004)].



b.2) Detalhe da solda no enrijecedor intermediário com *web-gap*



b.3) Detalhe da solda dos conectores de cisalhamento – pino com cabeça



b.4) Detalhe da solda com fissura em um *cope hole* na emenda da viga da ponte

Figura 86 – Principais detalhes estruturais soldados presentes no estudo de caso mais suscetíveis a danos por fadiga [Adaptado de Whisenhunt (2004)].

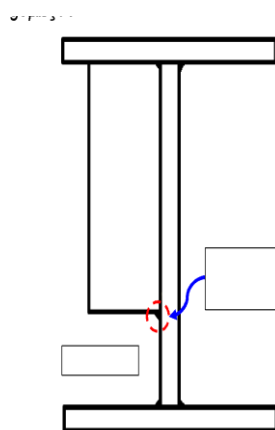
Sabe-se que a maioria das trincas de fadiga em estruturas de pontes de aço ocorrem nos detalhes das juntas devido às descontinuidades, resistências residuais de alta tensão e as soluções de solda presentes. Nesse contexto, os reforços ou enrijecedores transversais soldados à alma da viga de aço são comumente usados para aumentar a resistência ao cisalhamento das vigas diante dos possíveis carregamentos cíclicos no fora do plano.

Importa referir que, no caso da classificação dos detalhes estruturais apresentados nas Figuras 85 e 86, esta foi feita com base nas informações de projeto e construção disponíveis (REIS *et al.*, 2010; UNSWORTH, 2017). Entretanto, são identificados os detalhes soldados propensos à fadiga de acordo com as suas resistências à fadiga em termos de número de ciclos (2 milhões de ciclos) [curvas S-N nominais] (consultar Capítulo 4).

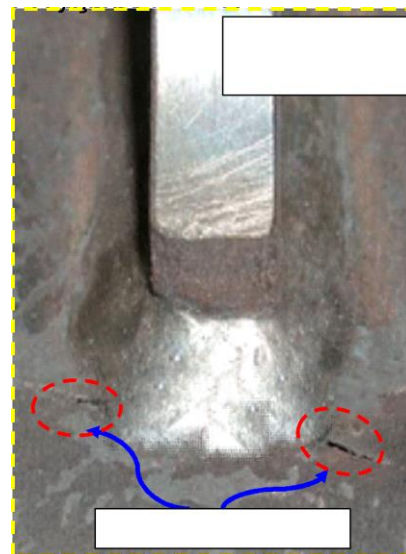
No entanto, entre os detalhes apresentados na Figura 85, destaca-se que o principal detalhe a ser estudado e mais crítico é o da Figura 86b.2, com descontinuidade da solda na alma, localizado na região do *web-gap*, que de acordo com os autores Connor & LLOYD (2017) representa 90% dos casos de fadiga encontrados em pontes rodoviárias mistas (aço-concreto). Em seguida são ilustradas na Figura 87 outras vistas do detalhe de *web-gap* com início de trinca por fadiga.



b.2) Detalhe da solda no enrijecedor intermediário com *web-gap*



c) Região crítica à fadiga



d) Detalhe da iniciação da trinca na alma

Figura 87 – Detalhe mais crítico da junta soldada com iniciação de trinca [Adaptado de Whisenhunt (2004)].

Com base na forte presença de tensões secundárias na direção fora do plano causada por flexões e deslocamentos diferenciais das longarinas e dos contraventamentos no detalhe em questão, torna-se bastante difícil tratá-lo simplesmente pelo método das tensões nominais. Por este motivo, o mesmo detalhe será exclusivamente estudado/avaliado nos próximos dois capítulos (Capítulo 6 e 7), com base na aplicação de um método de tensão local não convencional (método de tensão *hot-spot*), inclusive todavia não previsto na mais recente norma brasileira de projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto NBR 16694 (2020), que é inspirada na norma americana AASHTO (2014b) e que apresenta somente para o tratamento de análise de fadiga as classes nominais dos detalhes construtivos. Quanto à aplicação do método de tensão *hot-spot* ao *web-gap*, este foi previamente

validado (consultar Capítulo 4) com base nas reavaliações de ensaios experimentais tendo como referência as pesquisas desenvolvidas por Fisher *et al.* (1980, 1990c), e que agora será testado/aplicado contando com a aplicação de carregamento do veículo de fadiga (consultar Capítulo 3) nos próximos dois Capítulos (Capítulo 6 e 7).

### 4.3 Considerações finais

No intuito de comparar os projetos da ponte rodoviária mista (aço-concreto) do Projeto I e Projeto II, tendo como foco o comportamento estrutural, do ponto de vista qualitativo se pode externar o seguinte:

#### Modificações com base nas características geométricas

- Com base na dimensão global do projeto inicial, realizou-se uma redução na largura do projeto de 13 m para 12,8 m (20 cm) [ver Tabela 7 e Tabela 10];
- Reduziu-se o número de faixas de rolamento da ponte rodoviária de 3 para 2. Assim também, reduziu-se e aumentou-se a altura das longarinas e a espessura das almas, de 2 m para 1,9 m e de 9,5 para 12,5 respectivamente (ver Tabela 7 e Tabela 10);
- Manteve-se a quantidade de enrijecedores transversais intermediários ao longo da viga longitudinal (24 enrijecedores por cada viga), mas alterou-se a distribuição dos mesmos, e eliminou-se o enrijecedor longitudinal (ver Figura 64 e Figura 70). Além disso, foi acrescentado na região dos apoios as transversinas do tipo CVS 300x47 (ver Figura 69), e modificou-se a forma dos diafragmas das extremidades da ponte (nos apoios) do tipo “X” para o tipo “K” invertido (ver Figuras 63 e 69);
- Utilizou-se os mesmos tipos de conectores de cisalhamento, mas distribuiu-se de forma ligeiramente diferente no sentido transversal da viga longitudinal: alteraram-se os espaçamentos no sentido transversal de 100 mm para 90 mm. E quanto à quantidade total de conectores utilizados no projeto, modificou-se 2.496 para 2.464.

#### Modificações com base nas características físicas



- Alterou-se a resistência ao escoamento do aço, a resistência à ruptura do aço (diminuindo a uma diferença de 5 MPa), o módulo de elasticidade do aço (reduzido a diferença de 35 MPa), o peso específico do aço (reduzido a uma diferença de 1500 N/m<sup>3</sup>), isso com base na mudança a nível do código, de ASTM A588 para ASTM A572 (ver Tabela 8 e Tabela 12);

Com base na comparação realizada, observou-se que embora se tenha realizado algumas modificações no projeto inicial, ainda assim, ambos projetos possuem proporções volumétricas padrão, e consistem em bons representantes de projetos de sistemas de pontes metálicas e mistas simplesmente apoiadas reais, tendo em vista as suas correspondências quanto às exigências e expectativas nas análises e resultados.

Um dos aspectos importantes observados ao longo do estudo com relação ao comportamento estrutural do projeto, é a influência da distribuição dos diafragmas nos apoios, a variação da espessura e distribuição dos enrijecedores nas longarinas. Nesse contexto, o aumento da espessura da alma de 9,5 para 12,5 (no Projeto II) para além de aumentar o consumo do aço e conseqüentemente à resistência à flambagem da viga, em outras palavras, provoca desde a perspectiva qualitativa a diminuição significativa das tensões nominais.

Assim sendo, para o cumprimento dos objetivos da presente pesquisa adotou-se o Projeto I (1ª Edição), pois se mostrou bastante viável para as realizações das análises, sobretudo a de fadiga. Ou seja, tomou-se como sistema estrutural o Projeto I, tendo em vista a necessidade de avaliação do fenômeno de fadiga na junta soldada do detalhe mais crítico de modo a avaliar o tempo de vida útil.

## 5 METODOLOGIA PROPOSTA DE ANÁLISE DINÂMICA E AVALIAÇÃO À FADIGA

### 5.1 Introdução

Na presente seção, é realizada a revisão das considerações levadas em conta durante a modelagem dos modelos, tais como do veículo, da ponte, da interação rodapista e das irregularidades do pavimento. Além disso, é descrita também a implementação do método de tensão *hot-spot* proposto anteriormente objetivando analisar o comportamento de fadiga da ponte mista como caso de estudo. Com base nos trabalhos desenvolvidos experimentalmente por Fisher e coautores (FISHER *et al.*, 1970, 1974, 1980, 1990c) no *Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University*, são propostas diversas melhorias em termos de fluxo de trabalho, fundamentalmente no processo de modelagem numérica e análises em elementos finitos da ponte.

Nisso, a análise dinâmica transiente realizada do modelo veículo-estrutura consiste basicamente na determinação de esforços, tensões e deslocamentos provocados pela passagem do veículo sobre a obra de arte, em diferentes velocidades (10, 20, 30, 40, 50 e 60 m/s), adotadas com base em uma curva de distribuição normal (gaussiana) de velocidades e volume de tráfego, desenvolvida por Zhang e Cai (2012). Os resultados das análises são utilizados para as verificações na análise de fadiga.

Tabela 14 – Distribuição de faixas de velocidade do veículo [Zhang & Cai (2012)].

Velocidade	10 m/s	20 m/s	30 m/s	40 m/s	50 m/s	60 m/s
Distribuição	29,57%	48,42%	20,12%	1,83%	0,03%	0,03%

No que refere às metodologias de análises de fadiga em pontes rodoviárias mistas, muitas delas foram desenvolvidas com métodos analíticos, experimentais e numéricos. Os métodos analíticos oferecem as bases teóricas para o adequado entendimento das respostas a nível das análises dinâmicas transientes tendo em conta o modelo veículo-estrutura por meio das equações diferenciais do movimento.

Nisso, suas soluções podem apresentar grandes complexidades em termos de entendimentos, de modo que a sua aplicabilidade seja restringida a problemas de maior simplicidade. Desse modo, na presente seção as metodologias de análise de fadiga na ponte rodoviária mista (aço-concreto) são descritas numericamente.

## 5.2 Modelagem numérica do veículo de fadiga padrão da AASHTO

Tal como é abordado por diferentes autores (CORREA, 2008; GOICOLEA; ANTOLIN SANCHEZ, 2011; JIN *et al.*, 2015; ZHAI *et al.*, 2013), os veículos são geralmente simulados através de modelos simplificados com base nas formulações dinâmica, assim como em modelos em método de elementos finitos (RIBEIRO, 2012). Desse modo, o veículo do caso de estudo da presente pesquisa consiste no caminhão HL-93 padrão, definido pela AASHTO (2014a), que foi modelado como um veículo dinâmico tridimensional (3D).

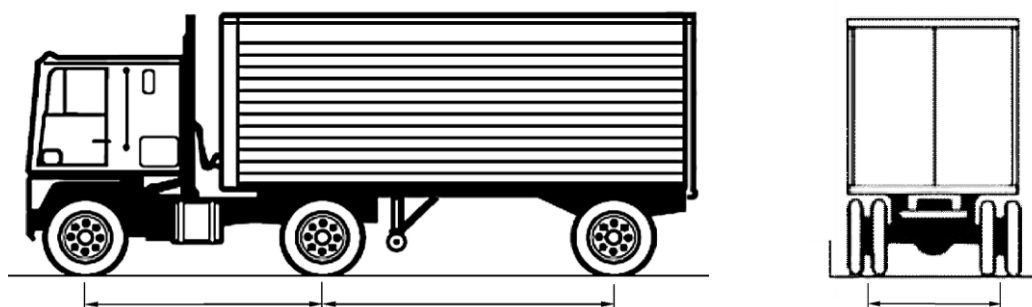
O modelo dinâmico do veículo simplificado é composto por um sistema com duas massas suspensas ao longo da viga principal, que representam o bloco dianteiro principal e o bloco traseiro que representa a carroceria, e três massas secundárias que representam os eixos do veículo e que estão localizadas entre os amortecedores da mola que simulam as suspensões e o comportamento dos pneus. O modelo do caminhão foi desenvolvido utilizando o programa de elementos finitos ANSYS, conforme mostrado na Figura 88. Sendo assim, o modelo possui 12 graus de liberdade (GL), sendo 5 de translação e 7 de rotação. Tal como referido, em outras palavras se pode dizer que o mesmo possui um total de cinco massas concentradas ao longo dos eixos transversais e longitudinal.

Como mencionado acima, as massas suspensas (ver Tabela 15) são conectadas por vigas infinitamente rígidas e, todas elas (massas) suportadas por amortecedores de mola. Vale referir também que as massas utilizadas foram modeladas considerando a massa equivalente, incrementando a densidade do concreto da laje. No caso dos GL das massas suspensas e não suspensas, as mesmas possuem: 1 GL de translação (eixo Y), 2 GL de rotação (eixos X e Z); 1 GL de translação (eixo Y); 1 GL de rotação (eixo z), respectivamente.

De acordo com Montenegro *et al.* (2021), ressalta-se que a inércia de rotação das massas suspensas, resultaram em: inércia de rotação do bloco dianteiro (cavalo mecânico) no eixo “Z” (*rolling*) igual a  $2.022 \text{ kg.m}^2$  ( $I_{z,cf}$ ) e inércia de rotação no eixo “X” (*pitching*) igual a  $8.544 \text{ kg.m}^2$  ( $I_{x,cf}$ ); no caso da inércia de rotação do bloco traseiro (carroceria); inércia de rotação no eixo “Z” (*rolling*) igual a  $181.216 \text{ kg.m}^2$  ( $I_{z,cr}$ ) e inércia de rotação do no eixo “X” (*pitching*) igual a  $33.153 \text{ kg.m}^2$  ( $I_{x,cr}$ ).

Os amortecedores das molas superiores e inferiores também foram modelados para o veículo de modo a representarem a suspensão do corpo do veículo e os pneus, respectivamente. No entanto, o elemento do tipo COMBIN14 foi utilizado para identificar o amortecedor de mola no modelo de elementos finitos, que consiste em um elemento de mola, que possui dois nós com 3 GL (em cada nó), composto por uma mola deslizante com o amortecedor em paralelo com um elemento de folga, de forma acoplada. As vigas rígidas (ligando as massas concentradas) foram modeladas no mesmo *software* de elementos finitos, considerando o elemento tipo BEAM4 que consiste no elemento uniaxial, com 6 GL em cada nó, sendo elas; 3 GL de translação nos eixos “X”, “Y” e “Z”, e 3 GL de rotação em torno dos mesmos eixos.

Os três eixos do veículo HL-93 foram considerados na presente pesquisa, como espaçados a 4.3 m e com cargas (por eixo) de 35 kN no eixo de frente e 145 kN no intermediário e traseiro. Considerou-se a distância transversal entre os pneus como sendo 2,2 m. Entretanto, de modo a simplificar o entendimento das propriedades do modelo, assumiu-se que as molas e amortecedores são denotados com as letras k e c, respectivamente, e as massas e inércias de rotação são denotados pelas letras m e I. Os subscritos c, a e t referem-se ao bloco do veículo, eixo e pneu, respectivamente; ao passo que, f, m e r referem-se aos eixos dianteiro, médio e traseiro, respectivamente.



a) Característica do veículo HL-93 (AASHTO, 2014a)

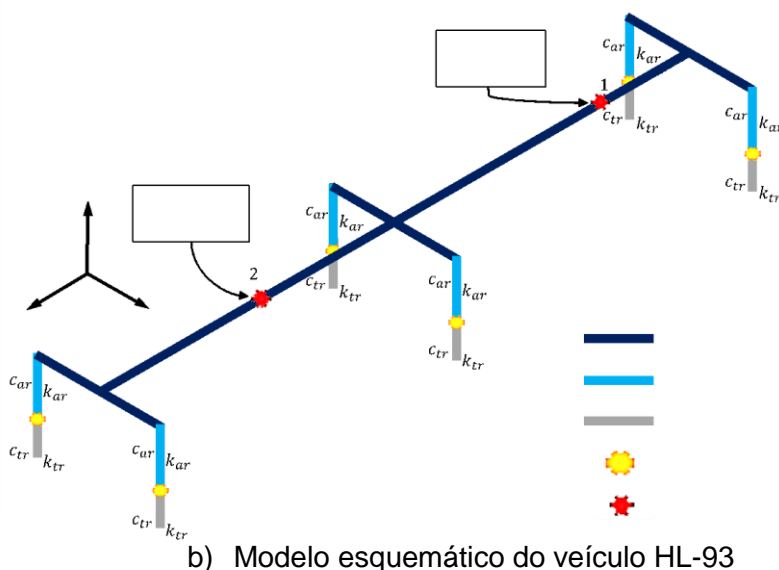


Figura 88 – Modelo de projeto do caminhão HL-93: a) veículo padrão da AASHTO (2014a) e b) modelo no ANSYS.

De acordo com os estudos desenvolvidos por Cai & Chen (2004) e Shi & Cai (2009), encontrou-se que os deslocamentos dinâmicos nas pontes de aço e mistas mudam com a velocidade do veículo. Em geral, os limites máximos de velocidade postados/publicados em pontes ou estradas são baseados no percentil 85 de velocidade, isso quando, dispõem-se das amostras de velocidades adequadas. Segundo Zhang & Cai (2012), a velocidade do percentil 85 consiste em um valor usado por muitos estados e cidades para estabelecer zonas de velocidade regulamentadas. As técnicas estatísticas mostram que se produz uma distribuição normal quando são medidas amostras aleatórias de tráfego de veículo, já que isso permite descrever convenientemente a velocidade do veículo com duas características, ou seja, a média e o desvio padrão. Sendo assim, no presente estudo, a velocidade do percentil 85 foi aproximada como a soma do valor médio e um desvio padrão para simplificar. Se assumiu o limite de velocidade como 26,8 m/s, e o coeficiente de variância das velocidades do veículo foi assumido como 0,4 (DENG; WANG; CAI, 2017). E para simplificar os cálculos, as velocidades geradas aleatoriamente do veículo foram agrupadas em seis faixas de velocidades (10 m/s a 60 m/s), conforme abordado na introdução deste subcapítulo. As probabilidades de velocidade do veículo em todas as faixas estão listadas na Tabela 14.

A Tabela 15 apresenta as propriedades mecânicas do modelo numérico do veículo, coletadas dos trabalhos desenvolvidos por Deng & Cai (2010) e Montenegro

*et al.* (2021), nomeadamente a distribuição das massas, amortecimentos e rigidez dos pneus e sistemas de suspensão. As propriedades geométricas foram calculadas com base em equações de equilíbrio para obtenção das cargas estáticas do caminhão de projeto (AASHTO, 2014a). As massas não-suspensas na tabela em apreço foram consideradas como divididas por dois para cada um dos eixos.

Tabela 15 – Propriedades mecânicas e geométricas do modelo do veículo HL-93.

Elemento	Notação	Valor	Unidade
Massa suspensa dianteiro (cavalo mecânico)	$m_{cf}$	2.612	kg
<i>Pitching</i> - Inércia de rotação do bloco dianteiro	$I_{x,cf}$	8.544	kg.m <sup>2</sup>
<i>Rolling</i> - Inércia de rotação do bloco dianteiro	$I_{z,cf}$	2.022	kg.m <sup>2</sup>
Massa suspensa traseira (carroceria)	$m_{cr}$	28.077	kg
<i>Pitching</i> - Inércia de rotação do bloco traseiro	$I_{x,cr}$	181.216	kg.m <sup>2</sup>
<i>Rolling</i> - Inércia de rotação do bloco traseiro	$I_{z,cr}$	33.153	kg.m <sup>2</sup>
Massa do eixo dianteiro	$m_{af}$	490	kg
Suspensão do eixo dianteiro	$k_{af}$	242.604	N/m
Amortecimento do eixo dianteiro	$c_{af}$	2190	N.s/m
Rigidez dos pneus dianteiros	$k_{tf}$	875.082	N/m
Amortecedor dos pneus dianteiros	$c_{tf}$	2.000	N.s/m
Massa do eixo central	$m_{am}$	808	kg
<i>Rolling</i> - Inércia rotação do eixo central	$I_{z,am}$	600	kg.m <sup>2</sup>
Suspensão do eixo central	$k_{am}$	1.903.172	N/m
Amortecedor do eixo central	$c_{am}$	7.882	N.s/m
Rigidez dos pneus intermediários	$k_{tm}$	3.503	N/m
Amortecedor dos pneus intermediários	$c_{tm}$	2.000	N.s/m
Massa do eixo traseiro	$m_{ar}$	653	kg
<i>Rolling</i> - Inércia de rotação do eixo traseiro	$I_{z,ar}$	600	kg.m <sup>2</sup>
Suspensão do eixo traseiro	$k_{ar}$	1.969.034	N/m
Amortecedor do eixo traseiro	$c_{ar}$	7.182	N.s/m
Rigidez dos pneus traseiros	$k_{tr}$	3.507.429	N/m
Amortecedor dos pneus traseiros	$c_{tr}$	2.000	N.s/m
Distância entre o eixo dianteiro até o bloco dianteiro	$L_1$	1.240	mm
Distância entre o bloco dianteiro até o eixo central	$L_2$	3.060	mm
Distância entre o eixo central e até o bloco traseiro	$L_3$	1.925	mm
Distância entre o bloco traseiro até o eixo traseiro	$L_4$	2.375	mm
Distância entre o bloco dianteiro até a conexão do bloco traseiro	$L_5$	2.673	mm
Distância entre a conexão dos blocos até o bloco traseiro	$L_6$	2.312	mm
Distância transversal entre pneus	$B_t$	2.200	mm

Conforme explicado no segundo parágrafo do presente item, o modelo do veículo foi desenvolvido com base na utilização do *software* ANSYS, conforme ilustrado na Figura 88. Em seguida são apresentados na Figura 89 os nove primeiros modos de vibração do modelo estrutural com base nos diferentes graus de liberdade. Tal como pode ser visto na Tabela 15, as massas não-suspensas são bastante pequenas em termos de valor em relação às massas suspensas, contribuindo assim para a diferença em termos de comportamento dinâmico do modelo do veículo.

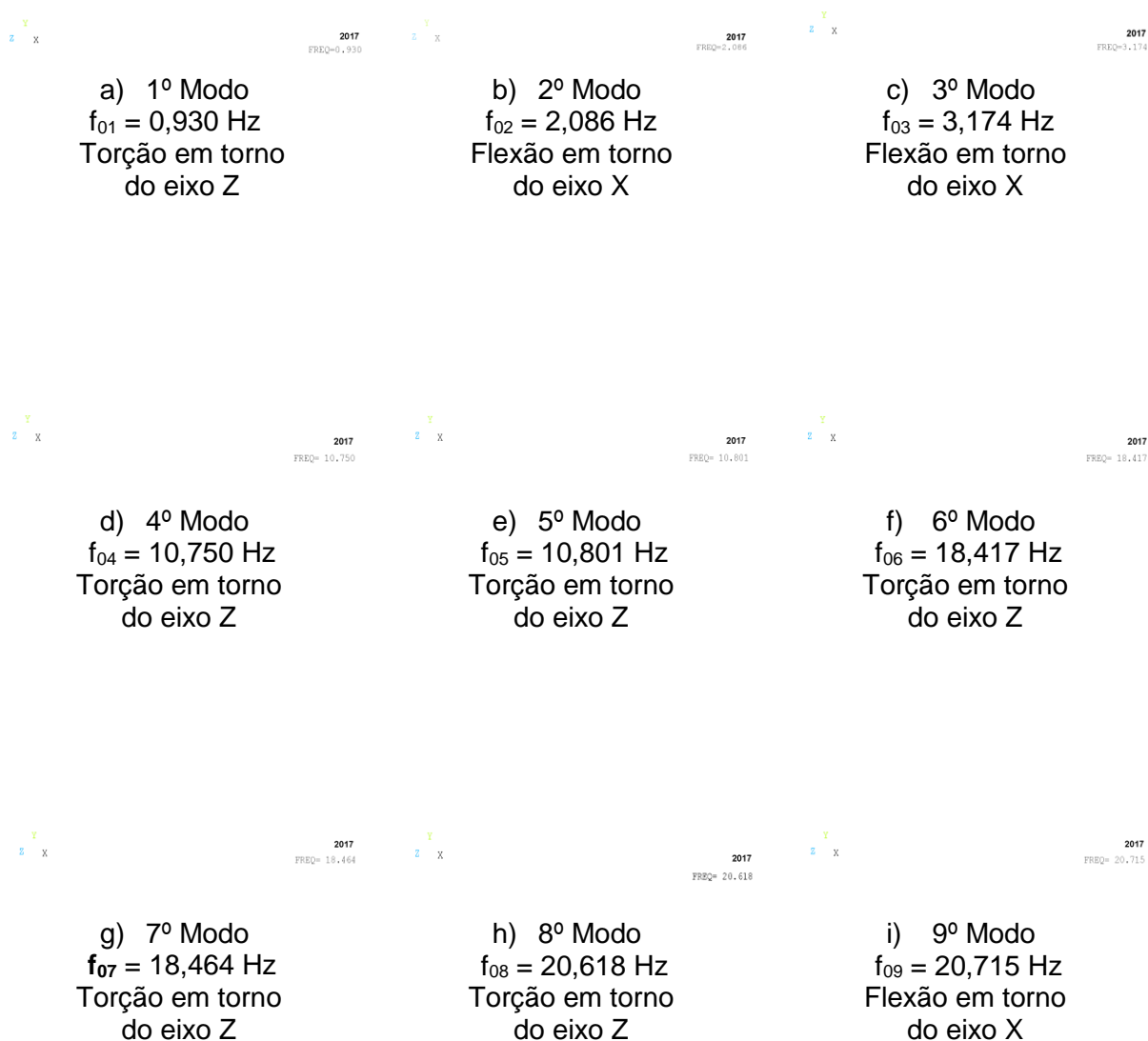


Figura 89 – Modos de vibração do veículo padrão de fadiga da AASHTO (2014a).

Na Tabela 16, são descritas as nove primeiras frequências naturais do modelo do veículo obtidas a partir da análise modal numérica [ANSYS], conforme ilustrados na figura anterior (Figura 89), tendo em conta as propriedades físicas desenvolvidas pelos autores Deng & Cai (2010).

Tabela 16 – Frequências naturais e modos de vibração do veículo HL-93.

Modo de vibração	Frequência natural	Solicitação
1º Modo de vibração	$f_{01} = 0,930$ Hz	Rotação em torno do eixo Z
2º Modo de vibração	$f_{02} = 2,086$ Hz	Flexão em torno do eixo X
3º Modo de vibração	$f_{03} = 3,174$ Hz	Flexão em torno do eixo X
4º Modo de vibração	$f_{04} = 10,750$ Hz	Rotação em torno do eixo Z
5º Modo de vibração	$f_{05} = 10,801$ Hz	Rotação em torno do eixo Z
6º Modo de vibração	$f_{06} = 18,417$ Hz	Rotação em torno do eixo Z
7º Modo de vibração	$f_{07} = 18,464$ Hz	Rotação em torno do eixo Z
8º Modo de vibração	$f_{08} = 20,618$ Hz	Rotação em torno do eixo Z
9º Modo de vibração	$f_{09} = 20,715$ Hz	Flexão em torno do eixo X

Quanto ao cálculo da carga equivalente do eixo padrão da AASHTO (2014a), vale salientar que inicialmente consideraram-se as seguintes informações: assumiu-se que a ponte está situada em ambiente exposto, com o coeficiente de ambiente igual 0,1 ( $\eta^1$ ); o parâmetro estrutural (SNC), foi adotado como sendo 4, tendo em vista a espessura e a resistência do pavimento (flexível) que se pretende no presente estudo; e para o índice de serventia do pavimento ( $p_t$ ), adotou-se 2 tendo em vista a capacidade e o estado do pavimento. Desse modo, com base nos três eixos de carga (um eixo simples e dois eixos tandem) do veículo em questão foi possível calcular a carga do eixo equivalente (ESAL), resultando em 1,717 ( $0,033 + 2 \times 0,842 = 1,717$ ).



### 5.2.1 Cálculo do tráfego acumulado do veículo HL-93

Com base na AASHTO (2014a), considerou-se a frequência da carga de fadiga como o tráfego diário médio de caminhão em pista única ( $ADTT_{SL}$ ), ou seja, foram aplicadas as mesmas frequências de cargas em todas as faixas da ponte, mesmo naquelas em que passam um número menor de caminhões. Isso porque a especificação de carga por si só não se garante de forma eficiente, uma vez que o estado limite de fadiga é definido em termos de ciclos de tensão acumulados. Desse modo, importa reiterar que a frequência de cargas de fadiga para uma única pista se aplicou para todas as pistas, uma vez que os futuros padrões de tráfego nas pontes são de certo modo incertos (AASHTO, 2014a). Sendo assim, com base na tabela de fração do tráfego de caminhões em uma faixa única (ver Tabela 18) disponibilizada pela norma, adotou-se como sendo 0,80 o valor da fração de tráfego de caminhões ( $p$ ), tendo em vista o número de faixa de circulação da obra de arte.

Embora na presente pesquisa se esteja trabalhando com o veículo ou caminhão HL-93, a norma AASHTO (2014a) orienta que para o estudo de tráfego médio diário (ADT), inclui-se todos os veículos, ou seja, veículos ligeiros e caminhões, mas considerando o limite de veículos por faixa diário em condições normais, que é de 20.000 veículos. Entende-se por veículo ligeiro, os veículos de passeio, e por pesado, os caminhões, ônibus e reboques. Desse modo, o procedimento para a consideração dos efeitos fadiga considera o valor do número de ciclos de tensão ( $N$ ), onde o número de veículos por dia em uma única faixa estimada para a vida útil de projeto ( $ADTT_{SL}$ ) é calculado com base na Equação 23 e nas Tabelas 16 e 17 de acordo com o item 3.6.1.4.2 da AASHTO (2014a), em um período de 75 anos de vida útil de operação da estrutura.

$$ADTT_{SL} = ADTT \cdot p \quad (23)$$

Onde,

$ADTT_{SL}$ : número de veículos por dia em faixa única estimada à vida útil de projeto;

**ADTTADTT**

: número de veículos pesados por dia em uma direção estimado para a vida útil de projeto;

 **$n_v, n_v$** 

: número de ciclos de tensão gerados pela passagem do veículo.

Tabela 17 – Fração do tráfego de caminhões em uma faixa única (AASHTO, 2014a).

Número de faixas disponíveis para caminhões	Fração do tráfego em uma faixa única $p$	Fração do tráfego $p$ em %
1	1,00	100
2	0,85	85
3 ou mais	0,80	80

Tabela 18 – Fração do tráfego de caminhões (AASHTO, 2014a).

Classe de rodovia	Fração de caminhões no trânsito
Interestadual rural	0,20
Interestadual urbana	0,15
Outros rurais	0,15
Outro urbano	0,10

Entretanto, considerou-se como uma quantidade média diária de caminhões de 2.000, que passam em uma direção (ADTT - *Average Daily Truck Traffic*) com 80% dos mesmos para cada faixa. Sendo assim calculou-se o número de caminhões por dia em uma única faixa ao longo da vida útil do projeto (ADTT<sub>SL</sub> - *Number Of Trucks Per Day In a Single-Lane Averaged Over The Design Life*) como sendo o produto do valor da fração de tráfego de caminhões ( $p$ ) com a quantidade média diária de caminhões (ver Equação 23), resultando em uma média de tráfego diário por faixa de 1.600 veículos, totalizando 584.000 veículos por ano.

### 5.3 Modelagem numérica global do Projeto I: ponte mista aço-concreto

Nesta seção é apresentado o modelo em elementos finitos desenvolvido para a ponte rodoviária de aço e mista (aço-concreto) biapoiada do Projeto I (PINHO; BELLEI, 2007), sendo caracterizadas as condições de contorno, as propriedades geométricas e mecânicas dos seus principais elementos estruturais, que foram todas apresentadas no Capítulo 6. Além disso, são também abordados e apresentados os processos de modelagem de amortecimento estrutural, assim como o modelo de irregularidade do pavimento e o de deterioração progressiva do pavimento.

#### 5.3.1 Descrição da modelagem global da ponte em elementos finitos

A modelagem numérica da ponte do Projeto I (PINHO; BELLEI, 2007) foi realizada com base nas técnicas usuais de refinamento de malha presentes nas simulações do método dos elementos finitos implementados no programa ANSYS (2017). O modelo global em questão, foi modelado de modo a considerar a travessia de veículos sobre a estrutura e a interação dos mesmos com o tabuleiro (veículo-estrutura), e também as irregularidades da pista ao longo da ponte.

O modelo constitutivo realizado dos materiais aço e concreto do projeto em questão (Projeto I) foi definido como sendo linear-elástico. Nesse contexto, as barras de contraventamento, que representam os elementos de cantoneiras metálicas, foram modeladas como conectadas diretamente aos nós constituintes das longarinas metálicas. Na Figura 90 é ilustrada a vista isométrica do modelo numérico da ponte, englobando o tabuleiro, as vigas, os enrijecedores e as barras contraventamentos.

Dando-se continuidade à abordagem sobre a modelagem dos elementos que compõem a ponte, salienta-se que a laje do tabuleiro de concreto foi modelada por intermédio dos elementos finitos do tipo sólido (SOLID45). As longarinas ou vigas de perfis metálicos e os enrijecedores foram modelados com base na utilização de elementos finitos do tipo casca (SHELL63). Os elementos ou barras de contraventamento foram modelados com base no elemento do tipo viga tridimensional (BEAM44), os conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça foram modelados

por intermédio do elemento do tipo viga (BEAM188), e quanto à massa no sistema estrutural, aumentou-se a densidade do concreto de modo a corresponder ou estar incluso à massa equivalente na obra de arte.

Importa referir que as massas dos elementos não estruturais da obra de arte, tais como revestimentos da laje do tabuleiro, guarda corpos, etc., foram calculadas detalhadamente e adicionadas, considerando-as no processo de aumento de densidade, atuando como equivalente no modelo estrutural da ponte. No entanto, a estrutura foi discretizada em 4.658 elementos de sólidos (SOLID45), 26.984 elementos de casca (SHELL63), 676 elementos de viga (BEAM44), 460 elementos do tipo viga (BEAM188), num total de 40.832 nós e 139.384 graus de liberdade. Destaca-se que o comprimento dos elementos finitos que compõem a malha utilizado na estrutura é de 0,50 m, totalizando, portanto, em 33.891 elementos.

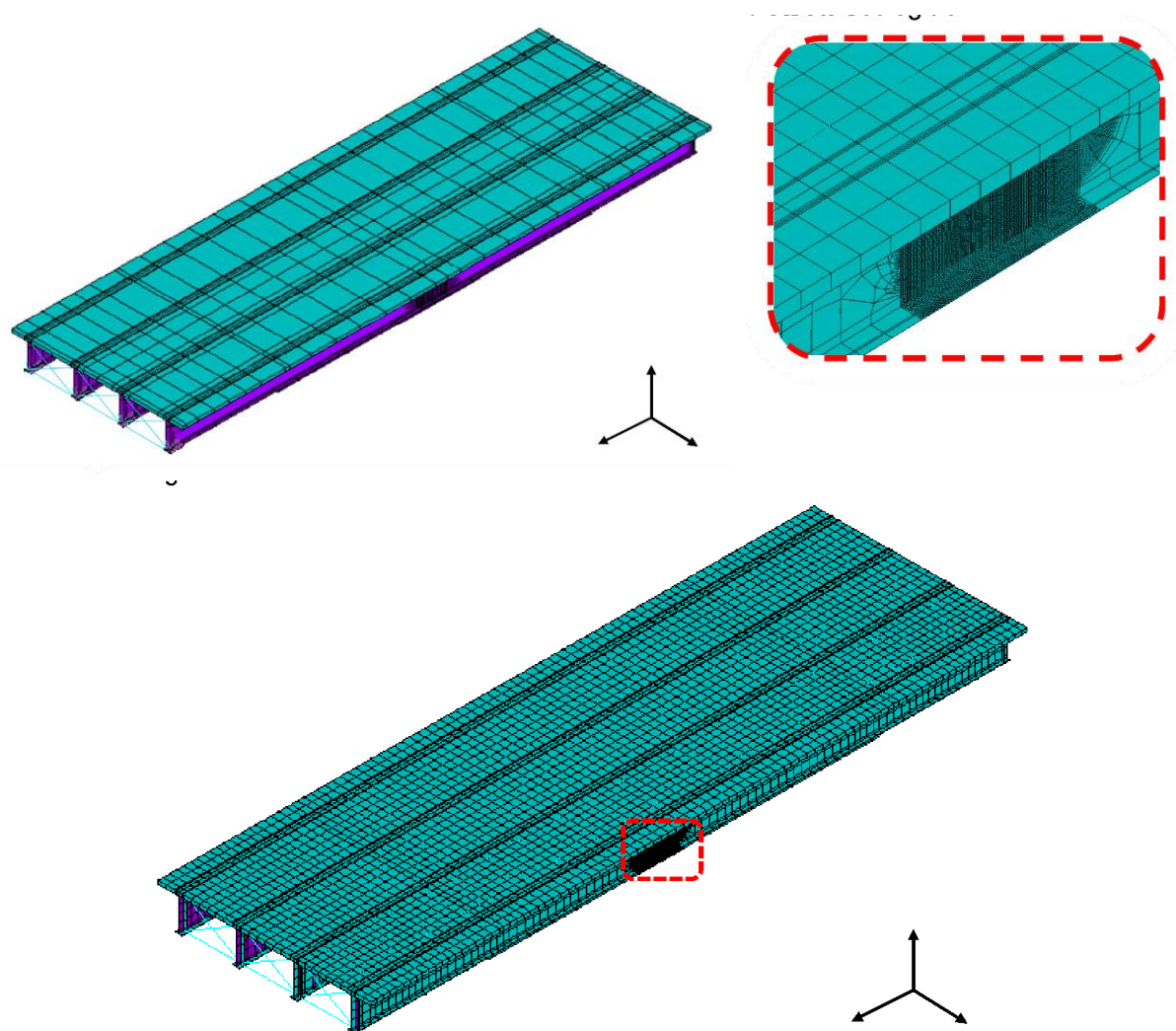


Figura 90 – Modelo global em elementos finitos da ponte rodoviária de aço e mista (aço-concreto) e identificação da região mais discretizada.

Tal como já referido, a laje de concreto do tabuleiro foi modelada com base na utilização de elementos finitos do tipo sólidos (SOLID45), conforme ilustrado na Figura 91, obtidos da biblioteca de elementos finitos do *software* de cálculo estrutural ANSYS (2017). Entretanto, sabe-se que o referido elemento finito (SOLID45) possui oito nós e três graus de liberdade por nó.

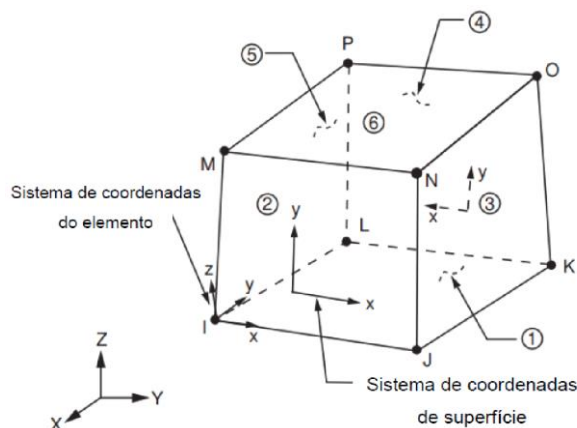


Figura 91 – Elemento finito do tipo sólido: SOLID45 (ANSYS, 2017) utilizado para a modelagem da laje do tabuleiro.

A modelagem das mesas (superiores e inferiores) e das almas dos perfis metálicos, assim como dos enrijecedores foram realizadas utilizando elementos finitos do tipo casca (SHELL63), conforme abordado anteriormente, que possuem quatro nós e seis graus de liberdade por nó. Em seguida é apresentado na Figura 92 o elemento finito do tipo casca (SHELL63) que foi utilizado para a modelagem dos referidos elementos.

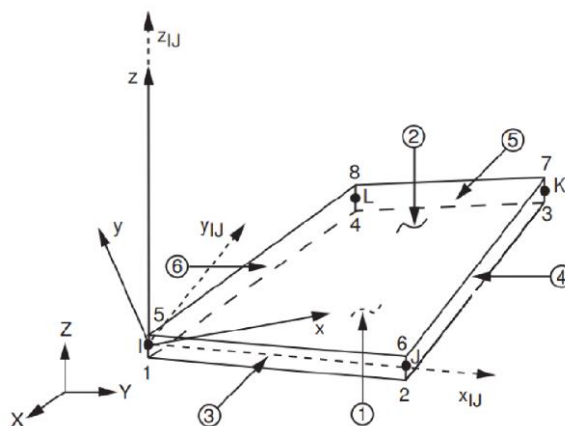


Figura 92 – Elemento finito do tipo casca: SHELL63 (ANSYS, 2017) utilizado para modelar as almas das vigas e os enrijecedores.

Para os elementos metálicos aos quais são considerados os efeitos de flexão e de torção, estes foram modelados com elementos finitos do tipo viga (BEAM44), tal como abordado anteriormente. Destaca-se que as barras de contraventamento que constituem os diafragmas distribuídos ao longo da ponte foram modeladas por intermédio de elementos finitos do tipo viga tridimensional (BEAM44), que possui dois nós e seis graus de liberdade por nó, conforme ilustrado na Figura 93.

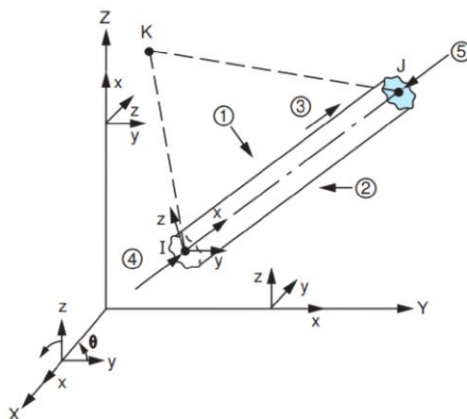


Figura 93 – Elemento finito do tipo viga: BEAM44 (ANSYS, 2017) utilizado para modelar as barras de contraventamento.

A modelagem dos conectores foi realizada utilizando os elementos finitos do tipo viga (BEAM188), conforme ilustrado na Figura 94. Os elementos finitos em questão possuem dois nós e seis a sete graus de liberdade em cada nó, e são responsáveis pela conexão entre a mesa superior das longarinas e a laje, a partir de nós coincidentes. Considerou-se, portanto, as suas propriedades como sendo totalmente rígidas, de forma a simular a hipótese de interação total do sistema estrutural.

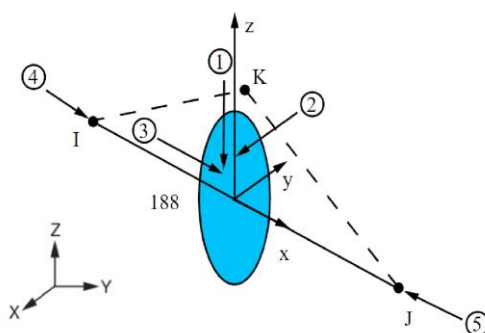


Figura 94 – Elemento finito do tipo viga: BEAM188 (ANSYS, 2017) utilizado para modelar os conectores de cisalhamento.

Com base no que foi abordado na presente seção sobre o processo ou a concepção do modelo em elementos finitos da ponte rodoviária mista do Projeto I (2007), e tencionando a obtenção “mais real possível” do comportamento do sistema estrutural da obra de arte, adotaram-se algumas hipóteses simplificadoras de projeto, que são descritas logo abaixo:

- i) Hipótese de regime de pequenas deformações e deslocamentos;
- ii) Material homogêneo, isotrópico e elástico-linear;
- iii) Seções transversais planas permanecem planas após deformação;
- iv) Modelo de massa equivalente com a massa distribuída ao longo dos elementos;
- v) Amortecimento modal obtidos analiticamente, que depende das matrizes de massa, rigidez, coeficientes de amortecimentos e das frequências (ler item 6.3.2);
- vi) Forças de amortecimento representadas com o amortecimento viscoso;
- vii) As ligações estruturais viga-viga são consideradas do tipo totalmente rígidas;
- viii) A interação entre laje de concreto e as vigas de aço são consideradas completa;
- ix) Os pilares são considerados como apoios do primeiro e segundo gêneros.

### 5.3.2 Descrição da modelagem do amortecimento estrutural

O processo voltado a determinação de amortecimento de um sistema estrutural ponte rodoviária, consiste em uma tarefa bastante complexa, já que se torna praticamente “impossível” determinar analiticamente o processo de dissipação da energia do movimento vibratório. Nesse contexto, a complexidade na determinação do amortecimento estrutural não depende apenas das propriedades intrínsecas dos materiais que compõem o sistema estrutural, mas também de outros fatores correlatos, tais como a presença de acabamentos, divisórias, alvenarias e equipamentos fixos adjacentes.

É importante pautar que, para avaliar corretamente o amortecimento de uma estrutura seria necessário realizar ensaios experimentais. Porém, o processo de realização desses ensaios além de requerer muito tempo de trabalho e pesquisa, apresenta custos bastante elevados. Desse modo, com intuito de simplificar o processo de determinação do amortecimento estrutural em análises numéricas computacional, utiliza-se o método da superposição modal, que calcula a resposta de cada modo de vibrar separadamente e, em seguida, obtém a resposta total por meio da soma das contribuições individuais de cada modo. Nisso, o conceito de modos de vibração é associado diretamente às frequências naturais (ou fundamentais) de um sistema estrutural linear.

Entretanto, a existência dos modos de vibração possibilita a introdução de coordenadas normais de forma a proporcionar o desacoplamento do sistema estrutural. Em outras palavras, se pode dizer que a análise com superposição modal é baseada nos modos de vibração, que são representados por sistemas discretos com 1 grau de liberdade, em que inicialmente é a equação diferencial dinâmica acoplada é expressa pela Equação 2, isso para sistemas lineares com vários graus de liberdade (CLOUGH; PENZIEN, 2003), onde,  $M$ ,  $C$  e  $K$  são as matrizes de massa, amortecedor e rigidez da estrutura, e  $\ddot{u}$ ,  $\dot{u}$ ,  $u$ , e  $F$  os vetores de aceleração, velocidade, deslocamento e força externa atuante, respectivamente.

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{F} \quad (24)$$

Tal como abordado, no método da superposição modal, a equação diferencial dinâmica é transformada em formas modais, expressando o vetor deslocamento como uma combinação linear de autovalores ou autovetores. Sendo assim, quando se aplica a transformação em coordenadas ortogonais à Equação 23 (mudança de base), de acordo com Clough & Penzien (2003), obtém-se a equação dinâmica desacoplada em modos individuais (ver Equação 25).

$$\mathbf{M}_n \ddot{\mathbf{y}}_n + \mathbf{C}_n \dot{\mathbf{y}}_n + \mathbf{K}_n \mathbf{y}_n = \mathbf{F}_n \quad (25)$$

Onde as coordenadas modais de  $n$  modos são definidas, conforme a Equação 26, tendo em conta a aplicação da matriz não diagonalizada (ex:  $m$ ) pré-multiplicada



pela matriz modal transposta (ex:  $\Phi_n^T \Phi_n^T$ ) e pós-multiplicada pela matriz modal (ex:  $\Phi_n \Phi_n$ ).

$$M_n = \Phi_n^T m \Phi_n \quad C_n = \Phi_n^T c \Phi_n \quad K_n = \Phi_n^T k \Phi_n \quad F_n = \Phi_n^T f \quad (26)$$

Onde,

$M_n M_n$ ,  $C_n C_n$  e  $K_n K_n$ : Matrizes de massa, amortecedor e rigidez do sistema desacoplado;

$y$ : Vetor de deslocamento modal;

$\dot{y}$ : Vetor velocidade modal;

$\ddot{y}$ : Vetor aceleração modal;

$F_n F_n$ : Vetor de força modal externa atuante no domínio do tempo;

$\Phi_n \Phi_n$ : Matriz modal (usada para cálculo dos períodos de estruturas de vários GL).

Desse modo, substituindo a Equação 26 na Equação 25, obtém-se a equação com as matrizes diagonalizadas, conforme a Equação 27. E no caso do amortecimento estrutural, este é calculado, tendo em conta a porcentagem de amortecimento que multiplica duas vezes a frequência ( $\omega$ ) e a massa ( $m$ ), conforme a Equação 28. Onde,  $\xi$  é a porcentagem de amortecimento.

$$\Phi_n^T m \Phi_n \ddot{y}_n + \Phi_n^T c \Phi_n \dot{y}_n + \Phi_n^T k \Phi_n y_n = \Phi_n^T f(t) \quad (27)$$

$$c = 2 \xi \omega m \quad \text{Ou,} \quad c = 2 \xi \sqrt{k m} \quad (28)$$

### 5.3.3 Análise modal

Após a construção do modelo completo em elementos finitos, foi realizada a análise modal no ANSYS (2017). O número de modos selecionado foi igual a 90

modos, por abranger as frequências até 30 Hz, conforme indicado pelas normas de projetos. Na Figura 95 são apresentados os primeiros seis modos de vibração da ponte com suas respectivas frequências naturais, destacando que a análise em questão está associada aos problemas de vibração livre no domínio do tempo. Nisso, constata-se que os modos de vibração do modelo da ponte são de natureza global, com predominância dos modos de flexão vertical e modos de torção. Nesse contexto, o comportamento dinâmico do tramo em estudo (centro do vão) da ponte é caracterizado pelo primeiro, segundo e terceiro modo de vibração, os quais correspondem ao primeiro modo de flexão vertical e ao primeiro e segundo modo de torção, respectivamente.

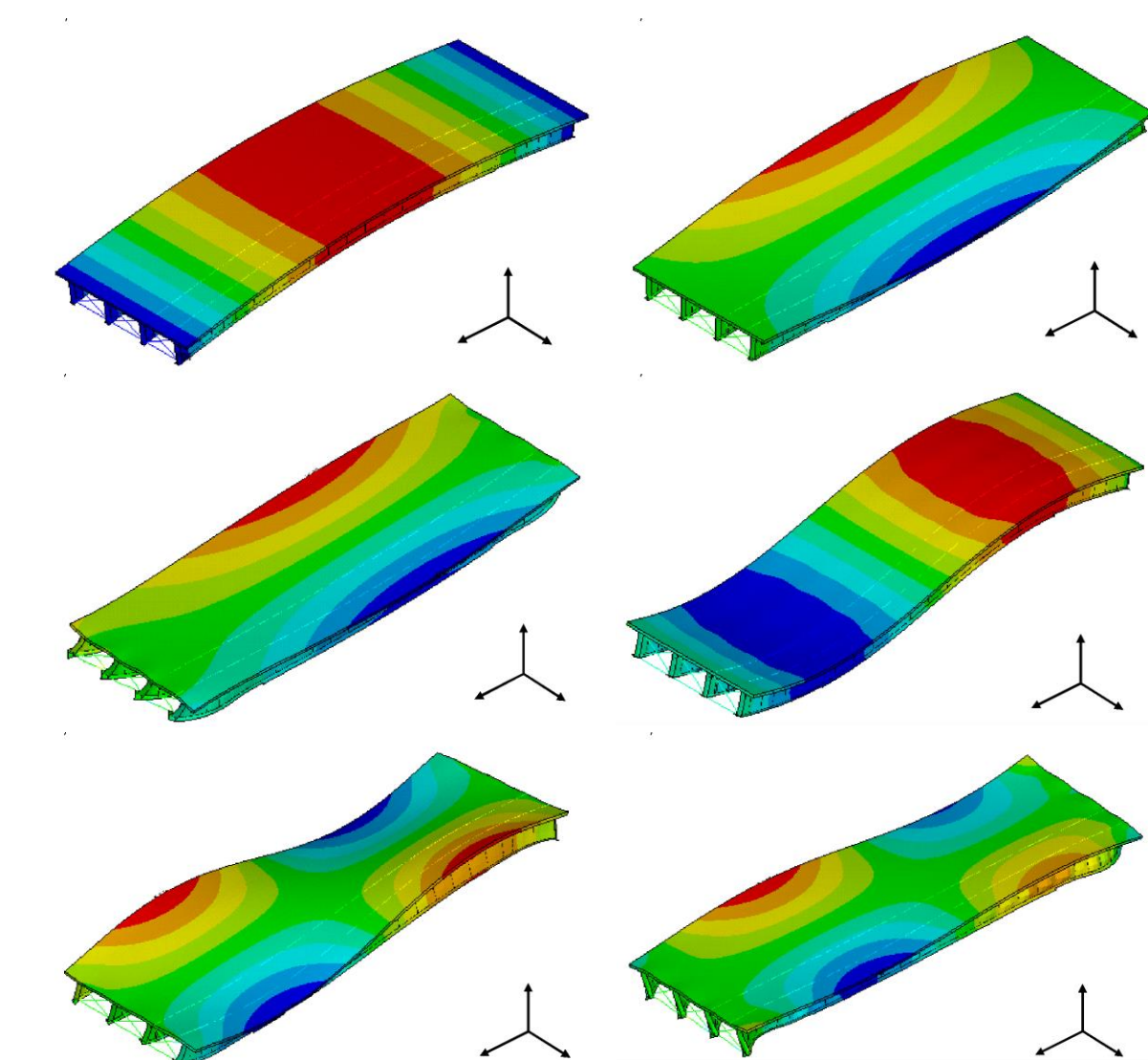


Figura 95 – Modos de vibração da ponte rodoviária obtidos numericamente.

A modo de ilustração, a Tabela 19 apresenta as seis primeiras frequências naturais do sistema estrutural. Para além disso, são também apresentados em forma de comparação os valores da frequência fundamental ( $f_{01}$  a  $f_{03}$ ) do modelo estrutural em questão, tendo em vista a presente metodologia de análise, com os valores de frequências calculados com base no emprego de outras estratégias (metodologia) de análise, desenvolvidas por Silva (1996) e Murray *et al.* (2003), respectivamente. Sendo assim, dada a comparação entre os valores, se pode claramente perceber que há praticamente uma coincidência nos resultados, traduzindo-se, portanto, em um excelente indicativo de coerência no modelo numérico-computacional estudado.

Tabela 19 – Frequências naturais e modos de vibração: comparação entre as três diferentes metodologias de análise modal do modelo da ponte.

Modo de vibração	Frequência natural (ANSYS v17)	Frequência natural (GDYNABT)	Frequência natural (AISC: 2003)	Solicitação
1º Modo de vibração	$f_{01} = 2,538$ Hz	$f_{01} = 2,501$ Hz	$f_{01} = 2,520$ Hz	Flexão longitudinal
2º Modo de vibração	$f_{02} = 3,134$ Hz	$f_{02} = 3,084$ Hz	$f_{02} = 3,116$ Hz	Torção axial
3º Modo de vibração	$f_{03} = 5,342$ Hz	$f_{03} = 5,171$ Hz	$f_{03} = 5,178$ Hz	Flexão lateral
4º Modo de vibração	$f_{04} = 8,252$ Hz	$f_{04} = 8,241$ Hz	$f_{04} = 8,248$ Hz	Flexão longitudinal
5º Modo de vibração	$f_{05} = 9,273$ Hz	$f_{05} = 9,262$ Hz	$f_{05} = 9,267$ Hz	Flexão lateral
6º Modo de vibração	$f_{06} = 10,138$ Hz	$f_{06} = 10,088$ Hz	$f_{06} = 10,094$ Hz	Flexão lateral

Tal como referido anteriormente, para análise dinâmica se utilizou o método da superposição modal, devido aos pequenos gradientes de deslocamento envolvidos e à eficiência no processamento computacional, quando comparado com o método de integração direta. Quanto aos parâmetros utilizados na análise dinâmica, destacam-

se: a taxa de amortecimento igual a 0,5% conforme previsto na tabela 6.6 do Eurocode EN1991-2 (2003), o tempo de vibração livre de 3 segundos (no início da realização da análise dinâmica) correspondente ao tempo do veículo entrar e sair da ponte; e a seleção da opção para saída da matriz de coordenadas modais generalizada, para ser posteriormente utilizada na análise do submodelo.

#### **5.4 Metodologia de análise dinâmica com interação veículo-estrutura**

Neste item serão abordados os aspectos do desenvolvimento da aplicação computacional baseada na metodologia de análise dinâmica para a resolução do problema de interação dinâmica veículo-estrutura, tendo em conta o efeito da mobilidade de carga do veículo (HL-93) e as irregularidades da pista, com auxílio do programa MATLAB (2018). No programa em questão, a resolução das equações de equilíbrio dinâmico do veículo são resolvidas com recurso ao método de integração direta, enquanto as equações de equilíbrio dinâmico da ponte são efetuadas através do método da sobreposição modal.

De acordo com Neves (2008), o método de integração direta consiste em um método que compatibiliza as equações de equilíbrio dinâmico sem recurso a iterações. Ou seja, neste método, para cada instante de tempo, é necessário definir equações de compatibilidade entre os pontos do veículo e os pontos da estrutura em interação. O conjunto das equações de equilíbrio dinâmico e de compatibilidade de deslocamentos constitui um sistema único de equações, denominado de sistema misto de equações, cujas incógnitas são os deslocamentos e as forças de interação. Portanto, o sistema misto em questão pode ser resolvido de forma eficiente e direta mediante a consideração de diversas submatrizes com características específicas, tendo em vista de que, a eficiência deste método passa em grande medida pela alteração, a cada instante de tempo ( $t$ ), apenas dos termos do sistema misto que envolvem as forças de interação, permanecendo os restantes termos inalterados.

Quanto ao método da sobreposição modal, os autores como Lou (2005) e Liu *et al.*(2009) consideram como um método com elevada eficiência em problemas de grandes dimensões, ou seja, o método da sobreposição modal, permite atender à distribuição espacial da solicitação no cálculo dinâmico considerando apenas as

configurações deformadas que têm uma participação significativa na resposta e excluindo as restantes configurações. Desse modo, a dimensão do problema é substancialmente reduzida, ao ponto de proporcionar resultados com maior precisão e menor custo computacional.

Entretanto, será dado neste item bastante ênfase à descrição das principais rotinas e sub-rotinas desenvolvidas para a obtenção das respostas dinâmicas com interação veículos-estrutura tendo em conta a irregularidade da pista com um aumento de tráfego anual ( $\alpha$ ) igual a 0%, onde o número acumulado de passagens de caminhões para o futuro ano “t” é estimado segundo a equação proposta por Kwon & Frangopol (2010) [ver Equação 5 no Capítulo 3 - “*irregularidades de deterioração progressiva da pista*”]. As respostas são obtidas com auxílio dos programas ANSYS (2017) e MATLAB (2018).

#### 5.4.1 Descrição básica da metodologia de interação veículo-estrutura

No sistema estrutural, o conhecido fenômeno de interação manifesta-se no ato da passagem do veículo sobre uma ponte, provocando a excitação da estrutura por meio das forças de contato em cada instante de tempo. Nesse contexto, de acordo com os autores Yang *et al.* (2011), a ponte reage afetando de volta o comportamento do veículo devido a sua deflexão, devido as suas irregularidades da pista e as forças de contato de reação. Importa referir que a metodologia de interação em questão considera os dois modelos (veículo e ponte), modelados de forma independentes, mas calculadas simultaneamente ao longo do tempo, visando a compatibilização dos dois modelos estruturais em termos de força dinâmica de interação e deslocamentos. Em seguida é ilustrado na Figura 96, de maneira genérica, um problema clássico de interação veículo-estrutura, com inclusão das irregularidades da pista.

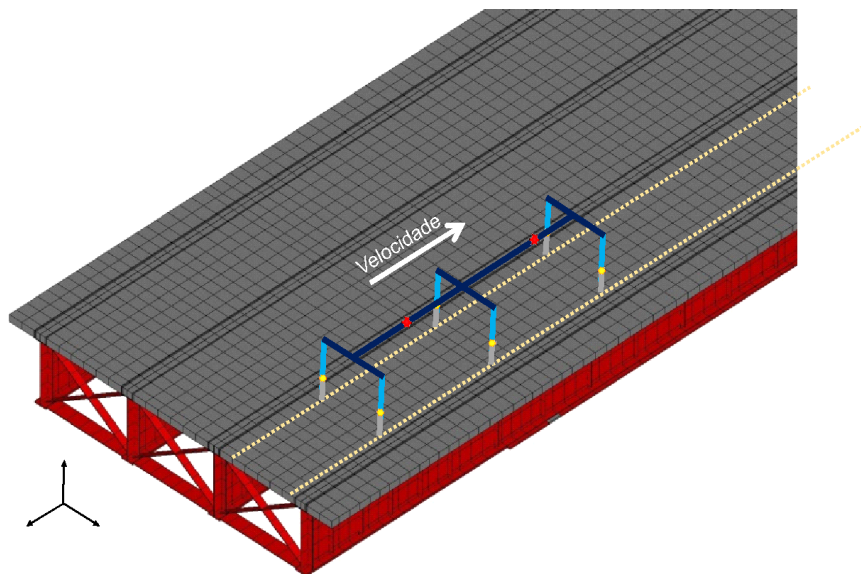


Figura 96 – Modelo tridimensional do sistema veículo-estrutura.

Com base na Equação 29, exorta-se que as equações de equilíbrio dinâmico dos modelos veículo e ponte são desacoplados e escritas em função de cada instante de tempo “t”, onde M, C e K são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez; multiplicadas pelos vetores das acelerações, velocidades e deslocamentos ( $\ddot{u}$ ,  $\dot{u}$ , e  $u$ ), respectivamente, e os vetores das forças (F). E os índices  $p$  e  $v$  estão associados as matrizes e vetores que se referem a ponte e ao veículo, respectivamente.

$$\begin{bmatrix} M_p & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & M_v \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_p \\ \ddot{y}_v \end{Bmatrix}_t + \begin{bmatrix} C_p & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & C_v \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_p \\ \dot{y}_v \end{Bmatrix}_t + \begin{bmatrix} K_p & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & K_v \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_p \\ y_v \end{Bmatrix}_t = \begin{Bmatrix} F_p \\ F_v \end{Bmatrix}_t \quad (29)$$

Desse modo, cada incremento de tempo ( $\Delta t$ ) ou iteração, envolve a etapa de processamento do modelo do veículo e do modelo da ponte que são descritas logo abaixo:

i) Modelo do veículo:

Esse modelo é calculado tendo como sistema de excitação, a combinação dos deslocamentos obtidos da última iteração tendo em conta as irregularidades da pista, para a obtenção das funções temporais das forças de contato nas rodas do veículo. Vale referir que, os deslocamentos nos pontos de contato são obtidos através do deslocamento ( $u_p$ ) na ponte somada com a irregularidade  $[r(t)]$  da pista no ponto de contato, expresso conforme a Equação 30.

$$\mathbf{u}_v(\mathbf{t}) = \mathbf{u}_p^{i-1}(\mathbf{t}) + \mathbf{r}(\mathbf{t}) \quad (30)$$

Da resolução do sistema de equação de movimento do veículo, encontram-se as forças de reação em cada eixo  $F_v(t)$ , conforme a Equação 31, que por sua vez constituem as componentes dinâmicas das forças de interação  $F_{dyn}(t)$  a serem aplicadas a ponte na iteração.

$$\mathbf{F}_v^i(\mathbf{t}) = \mathbf{F}_{dyn}^{i-1}(\mathbf{t}) \quad (31)$$

ii) Modelo da ponte:

É processado uma vez que as cargas móveis são aplicadas na estrutura, para obtenção das funções temporais dos deslocamentos nodais do caminho das cargas. Os deslocamentos nos pontos de contato são interpolados a partir das informações nodais. Nesse contexto, as cargas móveis são obtidas por meio da Equação 32. Onde,  $F_{sta}$  denota a componente estática da força de interação e  $F_{dyn}(t)$  denota a componente dinâmica da força de interação relativa à iteração anterior.

$$\mathbf{F}_p^i(\mathbf{t}) = \mathbf{F}_{sta} + \mathbf{F}_{dyn}^{i-1}(\mathbf{t}) \quad (32)$$

#### 5.4.2 Metodologia de resolução pelo método da integração direta - Newmark

As equações diferenciais de segunda ordem no método de integração direta ou Newmark para a resolução de equilíbrio dinâmico, são todas integradas passo a passo, tendo em vista que o método proporciona uma solução que satisfaz a referida equação em intervalos de tempo discretos separados entre si de “ $\Delta t$ ”, ao em vez de satisfazer a equação do equilíbrio dinâmico para todo o tempo “ $t$ ”. Sendo assim, em cada instante de tempo decorrente assume-se uma determinada variação dos deslocamentos, das velocidades e das acelerações, o que condiciona sua estabilidade, sua precisão e o custo ou desgaste computacional.

De acordo com os autores Hughes (1987), Ribeiro (2012), Melo (2016), o método de Newmark baseia-se no algoritmo de integração que também serve de base para o desenvolvimento de outros métodos, cuja escolha dos parâmetros condiciona a estabilidade e precisão das soluções obtidas. Desse modo, para o alcance da estabilidade incondicional e eficiência máxima, conforme sugerido por Hughes (1987), considerou-se os valores expressos na Equação 33. Além disso, teve-se em conta também na aplicação do método, a fixação do incremento de tempo, objetivando assegurar a adequada representação dos modos de vibração do sistema, onde se tomou o  $\Delta t$  como igual ao mínimo das formulações expressas na Equação 34, conforme recomenda Ribeiro (2012).

$$\gamma \geq \frac{1}{2} \qquad \beta = \frac{(\gamma + \frac{1}{2})^2}{4} \qquad (33)$$

$$\Delta t_1 = \frac{1}{8 f_{m\acute{a}x}} \qquad \Delta t_2 = \frac{L}{4 n_{mod} v_{m\acute{a}x}} \qquad \Delta t_3 = \frac{1}{20 f_{m\acute{a}x}} \qquad (34)$$

Onde,

$f_{m\acute{a}x}$ : Frequência de vibração mais alta que pretende considerar na resposta;

$L$ : Vão da ponte;

$n_{mod}$ : Número de modos;

$v_{m\acute{a}x}$ : Velocidade máxima do veículo.

Vale ressaltar que para a estimação dos incrementos de tempo, o método considera também as frequências do veículo e as frequências induzidas pelas irregularidades, que dependem da frequência natural do veículo e do menor comprimento das irregularidades da pista. Quanto ao amortecimento neste método de integração direta, matrizes são assumidas como sendo as matrizes de amortecimento de Rayleigh (CLOUGH; PENZIEN, 2003), expressa como combinação linear da massa e a rigidez ( $C = \alpha K + \beta M$ ). onde, M e K são as matrizes de massa e de rigidez, respectivamente, e no caso do  $\alpha$  e  $\beta$  são as respectivas taxas de contribuição, que



podem ser calculadas em função dos coeficientes de amortecimento das frequências naturais do sistema.

#### 5.4.3 Metodologia de resolução pelo método de superposição modal

Geralmente, a caracterização das respostas dinâmicas em regime de cargas linear é lograda por via da obtenção das frequências e os modos de vibração dos sistemas estruturais. Nesse sentido, o método da superposição modal consiste fundamentalmente na transformação das coordenadas iniciais em coordenadas modais, para em seguida proceder ao desacoplamento das equações diferenciais, permitindo assim que as respostas correspondentes a cada um dos modos de vibração do sistema estrutural sejam obtidas de forma independente (dos outros modos), e que com a combinação de todos (modos) se obtém a resposta global.

De acordo com Chopra (2007), a equação de equilíbrio dinâmico desacoplado relativo ao modo de vibração “i” é expressa pela Equação 3, que é constituída pela massa modal ( $M_n$ ), amortecimento modal ( $C_n$ ), rigidez modal ( $K_n$ ) e pela força modal ( $F_n$ ). Que é expressa com base na formulação matemática da Equação 5.

Entretanto, com base nos modos de vibração normalizados em relação à matriz de massa, a equação de equilíbrio dinâmico desacoplada do modo de vibração “i”, com base na Equação 25, é expressa matematicamente pela Equação 35. O amortecimento e a frequência angular do modo “i”, são expressos como  $\xi_i$  e  $\omega_i$ . Os deslocamentos  $u(t)$ , as velocidades  $\dot{u}(t)$  e as acelerações  $\ddot{u}(t)$  associadas a cada um dos graus de liberdade da estrutura são determinadas através das expressões da Equação 36.

$$\ddot{y}_i + 2\xi_i \cdot \omega_i \cdot \dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = F_i \quad (35)$$

$$u(t) = \sum_{i=1}^N \phi_i \cdot y_i(t) \quad \dot{u}(t) = \sum_{i=1}^N \phi_i \cdot \dot{y}_i(t) \quad \ddot{u}(t) = \sum_{i=1}^N \phi_i \cdot \ddot{y}_i(t) \quad (36)$$

Com base no que foi exposto, destaca-se que geralmente nos problemas estruturais a resposta dinâmica é dominada por um número bastante reduzido de modos, ao ponto de tornar-se a superposição modal um método particularmente eficiente para calcular a resposta de tais sistemas estruturais. No início da análise, exige-se um desgaste computacional em termos de tempo de processamento para o cálculo dos modos e das frequências. O tempo obtido no ato do cálculo da resposta é bastante superior ao desgaste (tempo) computacional requerido no método da integração direta ou de Newmark.

Vale referir que, esta técnica de simulação é simplesmente válida para simulações com deslocamentos pequenos (reduzidos), materiais elásticos lineares, e nenhuma condição de contato, em outras palavras, o método de superposição modal é válido para problemas linear.

## 5.5 Concepção computacional do VBI

O aplicativo computacional VBI - *Vehicle Bridge Interaction* (Interação Veículo-Ponte), consiste em uma ferramenta de cálculo desenvolvida com base nas implementações e adaptações/modificações de rotinas realizadas no programa computacional TBI - *Train-Bridge Interaction* (Interação trem-ponte) que foi desenvolvido por Ribeiro (2012). Este programa (TBI), foi desenvolvido no ambiente MATLAB, tendo em vista a sua permissividade de articular de maneira eficiente e automática com o *software* de elementos finitos ANSYS. Vale referir que o programa ANSYS foi utilizado para a realização das modelagens do trem e da ponte.

A ferramenta numérica computacional (TBI) foi projetada de modo a possibilitar a realização de análises dinâmicas tendo em conta as metodologias de cargas móveis e de interação trem-ponte (RIBEIRO, 2012). Para mais detalhes sobre o funcionamento do TBI recomenda-se estudar os trabalhos de pesquisas desenvolvidas por Ribeiro (2012), Furtado (2013), Santos (2014), Cruz (2015), (2017), e outros. Em seguida, são abordados de maneira resumida alguns dos principais aspectos mantidos da arquitetura do TBI para o VBI.

- **Aspectos mantidos**

A inter-relação entre os dois programas de cálculo (ANSYS e MATLAB), foi realizada por intermédio do modo *batch*, que consiste numa forma de processamento de dados, na qual a atividade executada ordenadamente resulta em arranjo de informações, ao ponto de ser possível a coleta de dados para no final ser utilizado conforme o usuário ou sistema pretender. Em outras palavras, o modo ou processamento *batch*, possibilita a extração rápida de informações relevantes dos modelos numéricos, nomeadamente, a geometria e a numeração dos nós pertencentes, a trajetória das cargas e dos nós de contato, e as matrizes de massa, rigidez e amortecimento de ambos os modelos (MELO, 2016).

Nesta aplicação computacional VBI, é utilizado o método da sobreposição modal para a resolução do modelo estrutural da ponte, onde o método em questão integra/junta a resolução de um conjunto de equações de equilíbrio dinâmico antes separadas (ou independentes), cada uma em correspondência com um modo de vibração da estrutura, considerando somente a informação modal dos nós da linha ou caminho de cargas onde as forças forem aplicadas. A abordagem do método utilizado nas aplicações VBI, sendo ela bastante eficiente desde a perspectiva computacional, garante à redução significativa do tempo de análise computacional do modelo estrutural da ponte.

Importa referir que o cálculo do modelo do veículo foi realizado por via do método de Newmark ou integração direta, já que há uma “impossibilidade” de desacoplamento das equações de equilíbrio dinâmico, tendo em vista a existência/presença de amortecedores no veículo.

## **5.6 Adaptações e implementações no TBI para o advento do VBI**

Para a conversão da aplicação computacional TBI a VBI, foi inicialmente realizada algumas adaptações e implementadas algumas funcionalidades. Logo na primeira rotina, que é conhecida como: introdução de dados, realizou-se a renomeação de alguns dados a serem implementados sobretudo do veículo HL-93 da AASHTO (2014b) e a implementação do próprio veículo ao invés do trem.

Implementou-se na terceira rotina o processo de geração aleatória de irregularidades (não determinística) da pista de acordo com as formulações matemáticas expressas nas Equações 3, 4 e 5 do Capítulo 2 (“Irregularidades e deterioração progressiva da pista”). Além disso, nesta mesma adicionou-se novos códigos na aplicação para a realização de renovação automática do pavimento com base no valor estimado do número de tráfego em termos de carga acumulativa de eixo padrão equivalente da AASHTO (1993) no tempo “t” em milhões (CESAL)<sub>t</sub>, calculado com base na Equação 4 do Capítulo 2.

Em seguida é apresentado o fluxograma (ver Figura 97), onde se encontram ilustradas as principais rotinas do programa VBI e os seus respectivos funcionamentos. Importa ressaltar que algumas das descrições dos funcionamentos podem ser encontradas no Capítulo 3 do trabalho de tese de doutorado desenvolvido por Ribeiro (2012) [“Efeitos dinâmicos induzidos por tráfego em pontes ferroviárias: modelação numérica, calibração e validação experimental”].

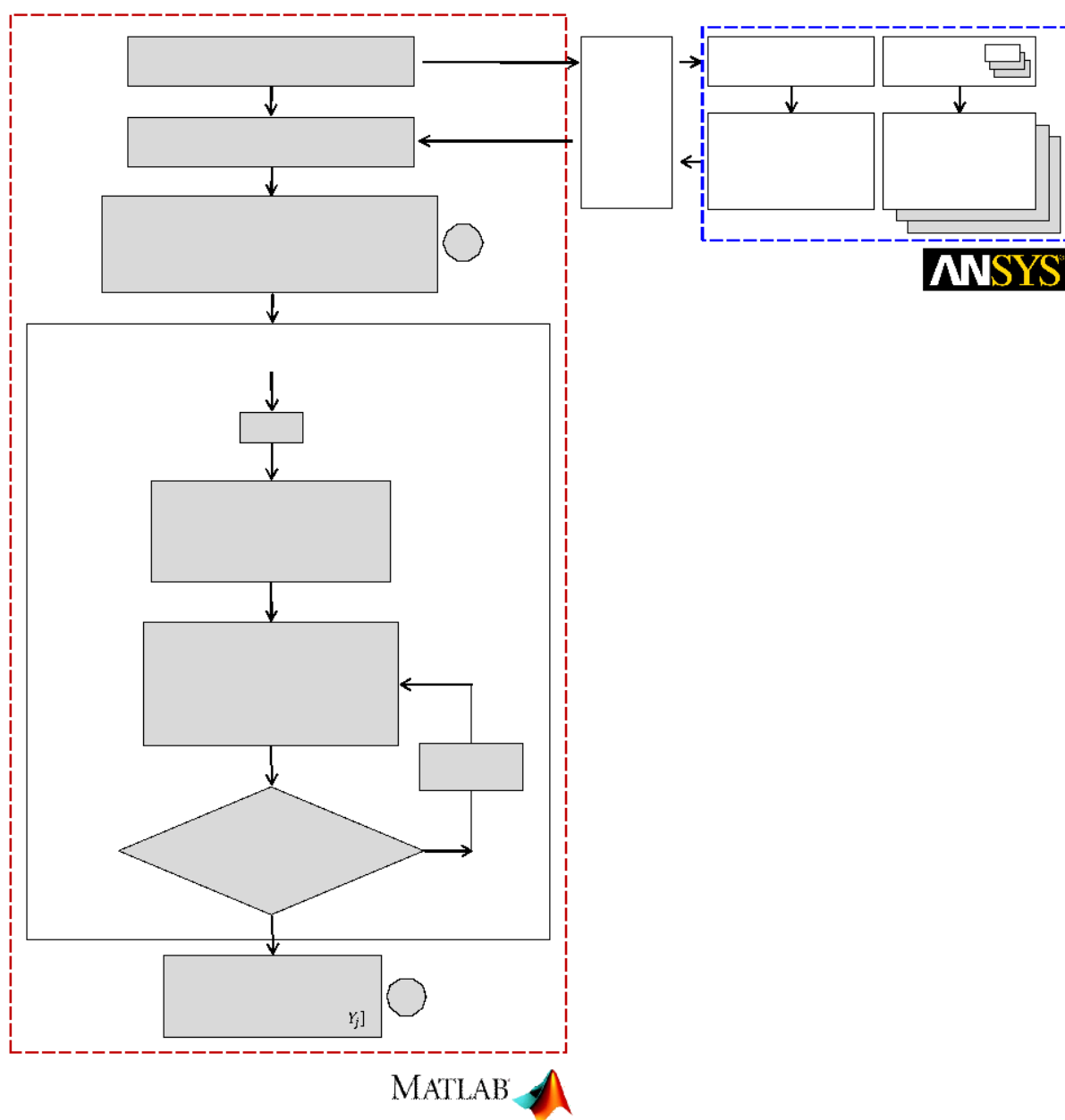


Figura 97 – Fluxograma da aplicação computacional VBI [Adaptado de Ribeiro (2012)].

- **Rotinas do VBI – *Vehicle Bridge Interaction***

Rotina 1 – Introdução de dados

Tal como ilustrado no fluxograma (Figura 97), nesta rotina são introduzidos os dados dos parâmetros gerais no programa (VBI), de modo a serem posteriormente identificados no processo de simulação. Na Tabela 20 são ilustrados os parâmetros necessários utilizados para a execução do programa computacional VBI.

Tabela 20 – Parâmetros gerais considerados para a execução da aplicação computacional VBI [Adaptado de Ribeiro (2012)].

Parâmetros gerais para a execução		Problema dinâmico	
		Cargas Móveis	Interação Veículo-Ponte
1	Nome do arquivo ANSYS - Ponte	sim	sim
2	Nome do arquivo ANSYS - Veículo	---	sim
3	Incremento ou tempo de integração ( $\Delta t$ )	sim	sim
4	Número máximo de iterações (NINT)		sim
5	Número de modos de vibração modais (NMODOS = $j$ )	sim	sim
6	Coordenadas da trajetória de cargas (x, y, z) de acordo com o sistema de eixos adotado no modelo ANSYS	sim	sim
7	Coordenadas dos nós de contato (x, y, z) de acordo com o sistema de eixos adotado no modelo ANSYS	---	sim
8	Posição do veículo ao início da trajetória de cargas	sim	sim
9	Irregularidades não determinísticas da pista de rolamento		sim
1 0	Tipo de veículo [HL-93 da AASHTO (2012)]	sim	sim
1 1	Velocidade do veículo (m/s) – podem ser alteradas	sim	sim
1 2	Direção da interação (x, y, z) entre o veículo e a ponte	sim	sim

### Rotina 2 – Importação de *inputs* do software ANSYS

Esta rotina destina-se à permissão de importação de dados provenientes do programa ANSYS por via modo *batch*, conforme explicado no item 6.5. Desse modo, as informações extraídas do ANSYS relativa aos modelos (veículo e ponte), incluiu as matrizes de massa, de rigidez e de amortecimento. Além disso, é também extraído um arquivo de mapeamento, com a informação da correspondência entre cada grau de liberdade com o número do nó e o tipo de grau de liberdade (X, Y, Z, ROTX, ROTY

e ROTZ) de cada um dos modelos. Por fim, é criada nesta rotina um listado com os nós da trajetória das cargas e dos nós de contato com a indicação das suas respectivas coordenadas.

### Rotina 3 – Parâmetros modais

Nesta rotina é realizado o calculado dos problemas de autovalores e autovetores, ou seja, é realizado a análise modal, objetivando à determinação dos parâmetros modais da ponte, nomeadamente as frequências naturais e os modos de vibração que vêm normalizados em relação à matriz de massa, conforme explicado no item 6.4.3.

### Rotina 4 – Resolução do problema dinâmico

Esta rotina é constituída por sub-rotinas, que vão de sub-rotina 4a a 4c, que na maioria delas estão relacionadas com o método iterativo para a resolução do problema dinâmico com interação veículo-estrutura. Tal como ilustrado no fluxograma (ver Figura 97), a rotina é iniciada com a definição o número total de passos de integração (NINT) da análise dinâmica que é função do incremento de tempo ( $\Delta t$ ), da velocidade do veículo (m/s), da extensão da trajetória das cargas (m), do comprimento do veículo (m) e do tempo (s) em vibração livre do sistema estrutural veículo-ponte.

#### Sub-Rotina 4a – Posicionamento do veículo

Na sub-rotina em questão, o processo iterativo é iniciado com posicionamento do veículo sobre a ponte, isso é aplicado nas duas metodologias de resolução de problemas dinâmicos, quer seja na metodologia de cargas móveis como na metodologia de interação veículo-ponte, conforme ilustrado na oitava linha da Tabela 6.

#### Sub-Rotina 4b – Geração das irregularidades não determinística

Nesta sub-rotina é gerado os perfis de irregularidades não determinísticas da pista sob os pontos de contato, com base na Equação 1, do Capítulo 2 (“Irregularidades e deterioração progressiva da pista”). Vale destacar que ao se tratar de modelos tridimensionais são gerados dois perfis por cada execução ou simulação, um para cada alinhamento das rodas. Além disso, realiza-se também a verificação da qualidade do pavimento, com base na norma ISO – *International Organization for Standardization* (ISO 8608, 1995).

#### Sub-Rotina 4c – Análise dinâmica com interação veículo-ponte

Nesta sub-rotina, o processo iterativo é iniciado com a análise dinâmica com interação veículo-ponte, para a obtenção das matrizes das coordenadas modais generalizadas ( $Y_j Y_j$ ).

### **5.7 Metodologia de modelagem e avaliação do submodelo em elementos finitos**

Importa destacar que o processo de identificação do detalhe propenso à fadiga em sistemas estruturais de projetos de pontes rodoviárias de aço e mista consiste em uma etapa bastante crucial.

Como o presente trabalho de pesquisa objetiva avaliar o comportamento e/ou desempenho à fadiga do detalhe de uma juntas soldadas, destaca-se que para a faixa lenta carregada estaticamente pelo veículo de três eixos HL-93 da AASHTO (2014a), com 35 kN no primeiro eixo e 145 kN no segundo e no terceiro eixo, calculou-se o deslocamento vertical diferencial no meio do vão da viga externa V4. Nisso, estes carregamentos de tráfego do veículo excêntricos foram os responsáveis pela flexão no plano e fora do plano da alma próximo à extremidade da solda do enrijecedor transversal localizada na viga V4 (ver Figura 98). Dada a complexidade de análise na região mais crítica, justifica-se a realização da modelagem do submodelo (detalhe do local) tendo em conta a conexão soldada entre o enrijecedor transversal e a alma da longarina (que será abordado no item seguinte). Ressalta-se que, para a rigidez local



nos pontos críticos do submodelo, as soldas de filete foram totalmente modeladas, não sendo consideradas imperfeições ou desalinhamentos estruturais, uma vez que todas as concentrações de tensões devidas às primeiras já estão incluídas no *hot-spot*, a determinação de tensão e qualquer tolerância para desalinhamento é coberta em curvas S-N de ponto quente (crítico) dentro de um limite de ampliação de tensão de 5% (IIW, 2016).

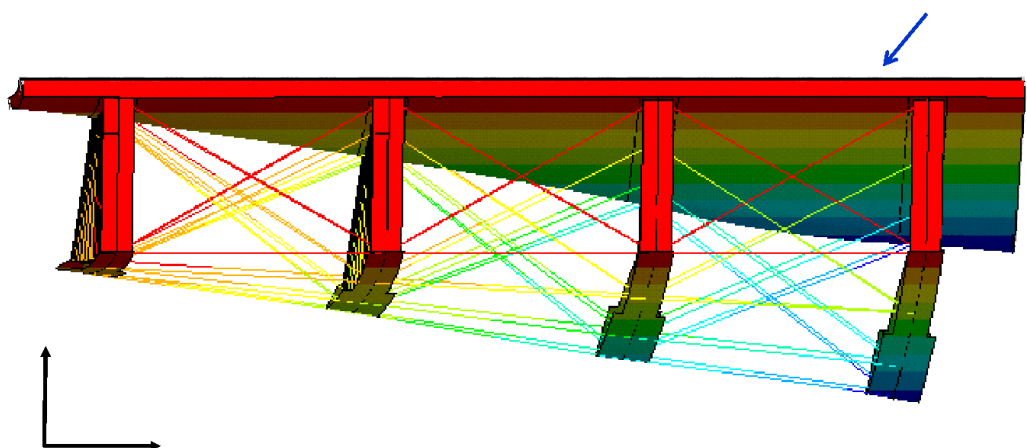


Figura 98 – Efeito de distorção correspondente devido ao deslocamento diferencial das vigas de aço devido ao carregamento estático do tráfego provocado pelo veículo HL-93.

Com base no detalhe discretizado ilustrado na Figura 90, sabe-se que a região investigada da ponte possui muito mais nós e elementos do que o modelo global em elementos finitos, o que justifica o uso da técnica da modelagem de submodelo para reduzir custos computacionais e obter estimativas confiáveis da tensão gradiente na ponta da solda.

#### 5.7.1 Detalhe do submodelo e determinação do histórico de tensão local

Nesta seção, será descrita a estratégia adotada para a construção do submodelo (modelo local) do caso de estudo e a determinação das tensões locais atuantes. Nesse contexto, a partir da resposta dinâmica modal do modelo global (3D) em elementos finitos da ponte rodoviária aço e mista, foi possível obter os

deslocamentos modais nos limites (contornos) do detalhe local para cada modo de vibração ( $j$ ), e em seguida aplicá-los como deslocamentos impostos nos nós de contorno correspondentes ao submodelo ou modelo local em elementos finitos (ver Figura 99). Esses deslocamentos são trocados e interpolados entre o modelo global e o modelo local usando os chamados arquivos de interpolação de limite de corte (ANSYS, 2017), que também são conhecidos como arquivos CBDO na biblioteca do ANSYS (2017), sendo, portanto, necessário um arquivo CBDO diferente para cada modo de vibração utilizado na solução dinâmica.

Após isso, foram realizadas as análises estáticas com o modelo de elemento finito local para cada grupo de deslocamentos modais adimensionais de contorno impostos ( $j$ ), de modo a obter os três componentes de tensão modal correspondentes ( $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\sigma_{xy}$ ) dos três nós na superfície da placa usada para calcular a tensão extrapolada *hot-spot* na ponta da solda. Vale ressaltar que as tensões nodais foram verdadeiramente obtidas a partir da interpolação das tensões do elemento avaliadas nos pontos de integração do elemento (ANSYS, 2017). Entretanto, desprezou-se a componente modal de tensão ( $\sigma_z$ ) perpendicular ao plano, pois foram discretizados quatro elementos através da espessura da chapa/placa e considerou-se que na superfície livre existe um estado plano de tensão.

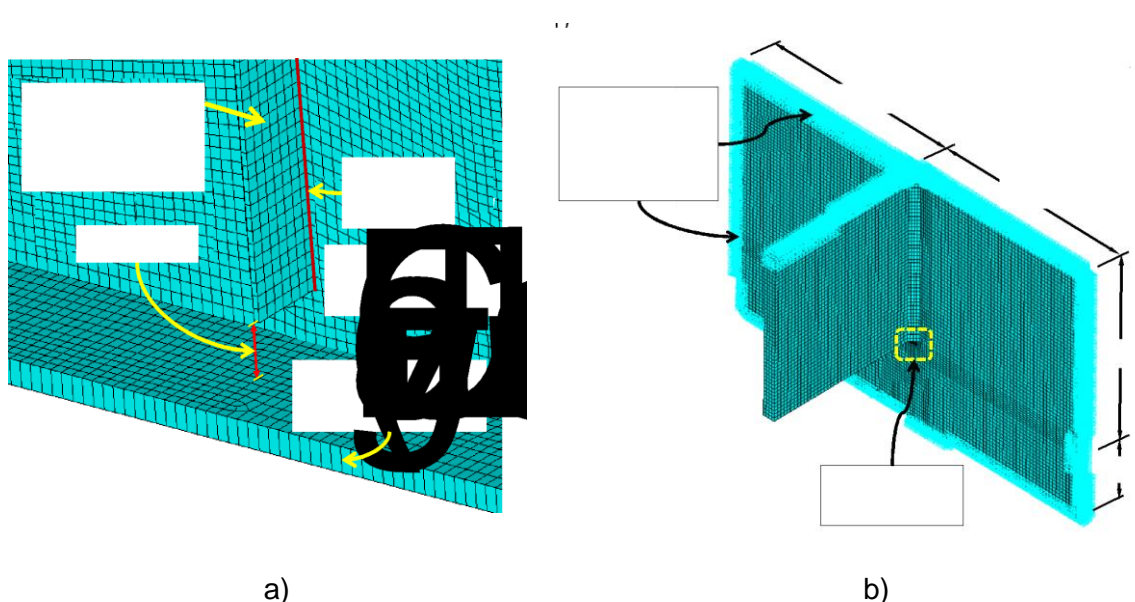


Figura 99 – Modelo e submodelo em elementos finitos da ponte: a) detalhe estrutural do modelo global (elementos de casca) e b) submodelo (modelo local) em elementos finitos.

Os componentes de histórico de tensões de cada evento de tráfego, ou seja,  $\sigma_x(t)$ ,  $\sigma_y(t)$  e  $\sigma_{xy}(t)$  foram calculados como a soma dos componentes de tensão modal

nodal correspondentes, multiplicados pelas coordenadas modais generalizadas de todas as passagens de caminhão obtidas a partir da solução de superposição modal do modelo (3D) em elementos finitos. Importa referir que nesse processo, foram considerados os diferentes níveis de irregularidade (não-determinística) da pista com base na ISO (1995) [ver Capítulo 3] e diferentes velocidades do veículo (10 a 60 m/s). Nesse sentido, os *time-steps*/incremento de tempo (*time-histories*) foram extrapolados via método de tensão *hot-spot* na ponta da solda e, em seguida, as componentes de tensão foram usadas para a obtenção do histórico de tensão principal transiente no pé da solda, obtendo-se, portanto, os autovalores e autovetores do tensor simétrico (utilizando a função “*eig*” no programa MATLAB).

Finalmente, os históricos de tensões principais *hot-spot* transientes foram usados para calcular o dano por fadiga, conforme recomendado pelo IIW (2016), uma vez que sua direção permanece quase dentro de  $\pm 60$  graus da linha de solda, o que é assegurado pelo cálculo dos cossenos diretores das componentes do tensor de tensão dos pontos de extrapolação. Contudo, este processo, exigiu o desenvolvimento de uma rotina computacional, para a obtenção do *timesteps* de tensões locais de forma automatizada, integrando os *softwares* ANSYS e MATLAB. Em seguida é apresentado o fluxograma (ver Figura 100), do processo de modelagem do submodelo e análise para obtenção das tensões atuantes, com base nos deslocamentos modais de cada modo de vibração ( $\phi_j$ ) nas fronteiras.

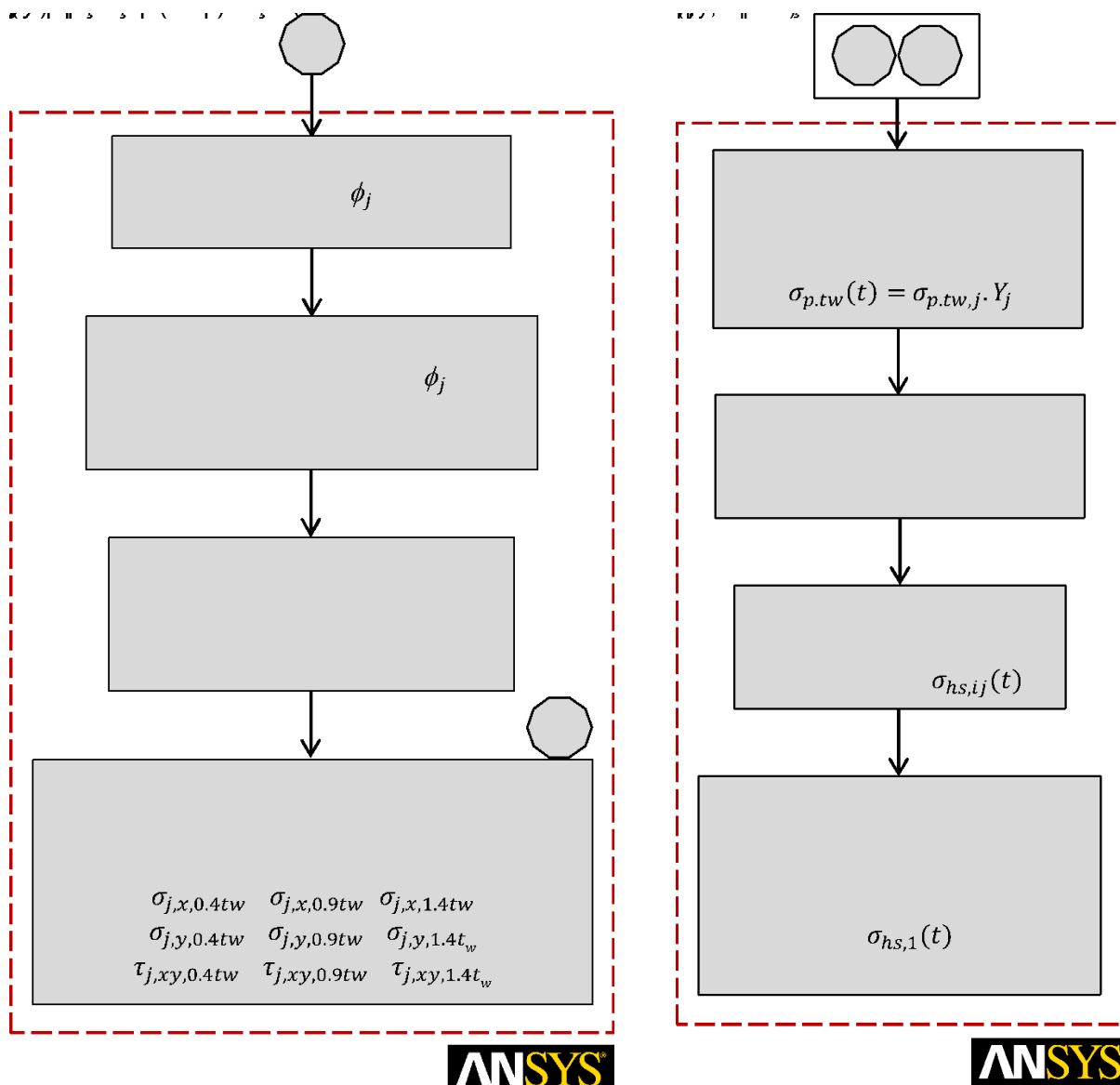


Figura 100 – Fluxograma de análise no submodelo da ANSYS.

- **Rotinas no ANSYS: abordagem da avaliação dinâmica do submodelo**

i) Deslocamentos modais do submodelo ponte:

Tal como mostrado no fluxograma (ver Figura 100), é inicialmente considerada a análise modal do modelo global da ponte rodoviária em questão, de modo a obter os deslocamentos modais de cada modo de vibração ( $\phi_j$ ) nas fronteiras do submodelo da ponte.

ii) Interpolação dos deslocamentos modais;

Nesta rotina é realizada a interpolação dos deslocamentos modais de cada modo de vibração ( $\phi_j$ ) da malha do modelo global da ponte para a malha do modelo do submodelo, tendo em vista a incompatibilidade de ambos em termos de malha. Em outras palavras, é realizado um refinamento da malha do submodelo.

iii) Análise estática de deslocamento prescrito

Nesta rotina é realizada a análise estática de deslocamentos prescritos nas fronteiras do submodelo, para cada modo de vibração ( $j$ ). Destacando que na presente pesquisa foram considerados 90 modos ( $j = \text{NMODOS} = 90$ ).

iv) Obtenção e arquivamento das tensões modais

Na rotina em questão, obtém-se e em seguida se guarda os vetores de tensão modais ( $\sigma_{ij}$ ) dos pontos de extrapolação quadrática nas componentes localizadas na superfície  $x$ ,  $y$  e  $xy$ , tendo em vista que se trata de estado plano de tensões. As tensões modais dos pontos de extrapolação quadrática, são obtidas com base na formulação matemática expressa na Equação 21 do Capítulo 4.

Os vetores de tensão de tensão modais ( $\sigma_{ij}$ ) dos pontos de extrapolação quadrática nas componentes localizadas na superfície, são calculados por via da aplicação das expressões seguintes:

$$\begin{array}{ccc}
 \sigma_{j,x,0.4tw} & \sigma_{j,x,0.9tw} & \sigma_{j,x,1.4tw} \\
 \sigma_{j,y,0.4tw} & \sigma_{j,y,0.9tw} & \sigma_{j,y,1.4tw} \\
 \tau_{j,xy,0.4tw} & \tau_{j,xy,0.9tw} & \tau_{j,xy,1.4tw}
 \end{array}$$

v) Obtenção dos vetores “linha” de tensões transientes

Nesta rotina é calculado os vetores linha das tensões transientes [ $\sigma_{0,4tw}(t)$ ,  $\sigma_{0,9tw}(t)$  e  $\sigma_{1,4tw}(t)$ ] nos pontos próximos ao pé solda do submodelo nas direções

cartesianas globais x, y e xy (listado abaixo). Estes vetores são calculados com base na multiplicação dos vetores linhas de tensões modais com as colunas da matriz de coordenadas modais generalizadas ( $Y_j$ ), onde o número de colunas deve coincidir com a quantidade total de *timesteps*.

Direção x	Direção y	Direção xy
$\sigma_{x,0,4tw}(t) = \sigma_{x,0,4twj} \cdot Y_j$	$\sigma_{y,0,4tw}(t) = \sigma_{y,0,4twj} \cdot Y_j$	$\tau_{xy,0,4tw}(t) = \tau_{xy,0,4twj} \cdot Y_j$
$\sigma_{x,0,9tw}(t) = \sigma_{x,0,9twj} \cdot Y_j$	$\sigma_{y,0,9tw}(t) = \sigma_{y,0,9twj} \cdot Y_j$	$\tau_{xy,0,9tw}(t) = \tau_{xy,0,9twj} \cdot Y_j$
$\sigma_{x,1,4tw}(t) = \sigma_{x,1,4twj} \cdot Y_j$	$\sigma_{y,1,4tw}(t) = \sigma_{y,1,4twj} \cdot Y_j$	$\tau_{xy,1,4tw}(t) = \tau_{xy,1,4twj} \cdot Y_j$

vi) Obtenção dos tensor de tensões transientes

Nesta rotina é realizada a extrapolação quadrática para a obtenção do tensor de tensões *hot-spot* ao longo do tempo, para a passagem de um veículo. A abordagem sobre a extrapolação quadrática pode ser revisada no Capítulo 4, e a sua expressão matemática é dada pela Equação 21 no mesmo capítulo. Mas ainda assim, a modo de explicação é expostas as formulações matemáticas aplicadas na extrapolação quadrática nas diferentes direções:

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

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

$$\tau_{hs,xy}(t) = 2,52 \tau_{xy,0,4tw}(t) - 2,24 \tau_{xy,0,9tw}(t) + 0,72 \tau_{xy,1,4tw}(t)$$

vii) Obtenção de tensões principais *hot-spot* transientes

Neste passo é realizado a obtenção do tensor de tensões principais *hot-spot* transientes  $[\sigma_{hs,ij}(t)]$  no pé da solda do submodelo a partir da solução de problema de autovalor e autovetor.

A Figura 101 apresenta a distribuição as tensões principais na região crítica do submodelo da ponte rodoviária. Com base nas informações anteriores, a Figura 102

ilustra os caminhos de extrapolação dos pontos críticos investigados ao redor dos cantos das soldas. Tal como já referido, o submodelo foi construído com uma malha altamente estruturada ao redor do cordão de solda com tamanho total do elemento igual a 2x2 mm (8 nós), buscando a máxima precisão possível. Em seguida é destacada na Tabela 21 as coordenadas *hot-spot*.

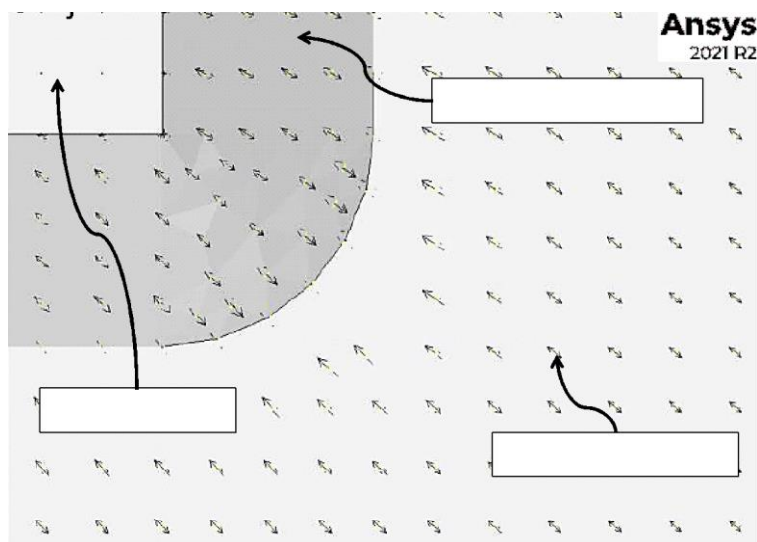
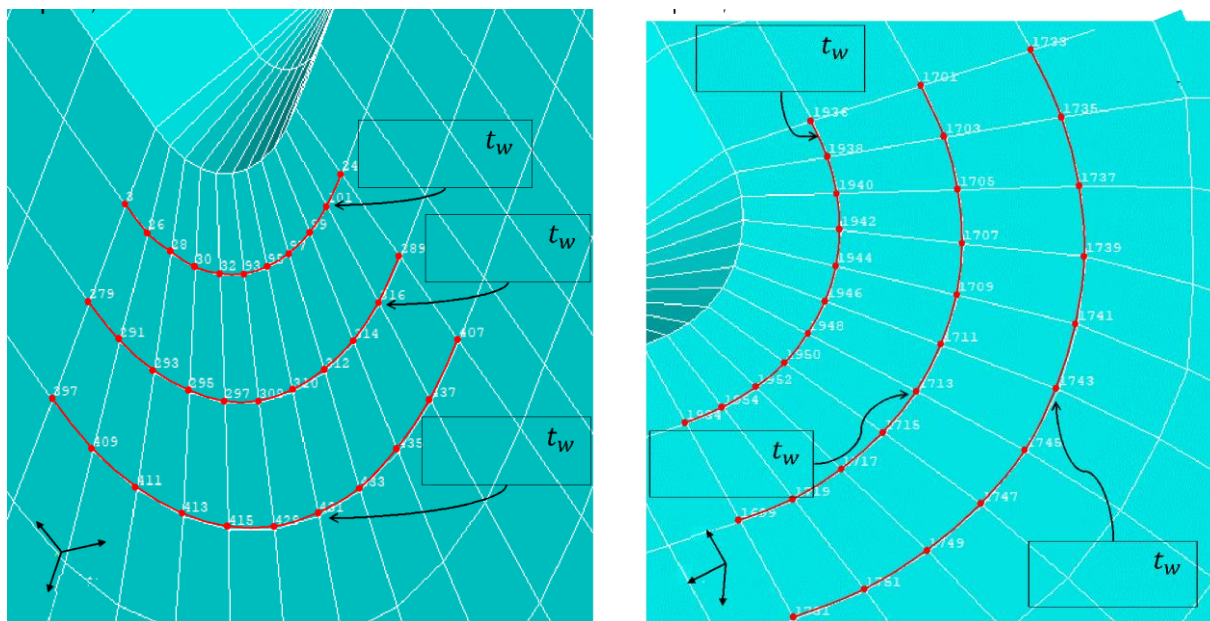


Figura 101 – Direção das tensões principais tendo em conta o carregamento provocado pela passagem do veículo localizada no meio do vão da ponte.



a) Coordenadas *hot-spot* “esquerda”

b) Coordenadas *hot-spot* “direita”

Figura 102 – Pontos críticos (*hot-spot*) do submodelo (sistemas de coordenadas locais), ponto/coordenadas para extrapolação quadrática.

Tabela 21 – Parâmetros gerais considerados para a execução da aplicação computacional VBI [Adaptado de Ribeiro (2012)].

Pontos	Coordenada <i>hot-spot</i> (esquerda: “z+”)			Coordenada <i>hot-spot</i> (direita: “z-”)		
	0,4 $t_w t_w$	0,9 $t_w t_w$	1,4 $t_w t_w$	0,4 $t_w t_w$	0,9 $t_w t_w$	1,4 $t_w t_w$
1	3	279	397	1936	1701	1733
2	26	291	409	1938	1703	1735
3	28	293	411	1940	1705	1737
4	30	295	413	1942	1707	1739
5	32	297	415	1944	1709	1741
6	93	308	429	1946	1711	1743
7	95	310	431	1948	1713	1745
8	97	312	433	1950	1715	1747
9	99	314	435	1952	1717	1749
10	101	316	437	1954	1719	1751
11	24	289	407	1934	1699	1731

## 5.8 Metodologia de avaliação de fadiga

Tal como referido anteriormente, as amplitudes de tensão atuantes nos detalhes estruturais devido à passagem de veículo são suscetíveis de causar danos por fadiga (no submodelo). Nessa seção, é abordada a metodologia aplicada para a obtenção dos resultados da análise de fadiga, usando um submodelo em elementos finitos da ponte, e com base na tensão estrutural equivalente ao equilíbrio, foram realizados os métodos de tensão de *hot-spot* com base no método de acumulação de Danos (abordado no Capítulo 3). Em seguida é apresentada a abordagem em questão, em forma de fluxograma (Figura 103), consistindo, portanto, em descrever os procedimentos interativos de análise de fadiga, objetivando determinar o dano por fadiga acumulado na junta soldada (região crítica) do submodelo da ponte.

Destaca-se que todo o processo de cálculo de tensões transientes foi programado via ANSYS (na linguagem APDL), de modo a automatizar a estimativa de danos por fadiga da junta soldada mais crítica da ponte rodoviária de aço e mista, com a integração dos algoritmos MATLAB.



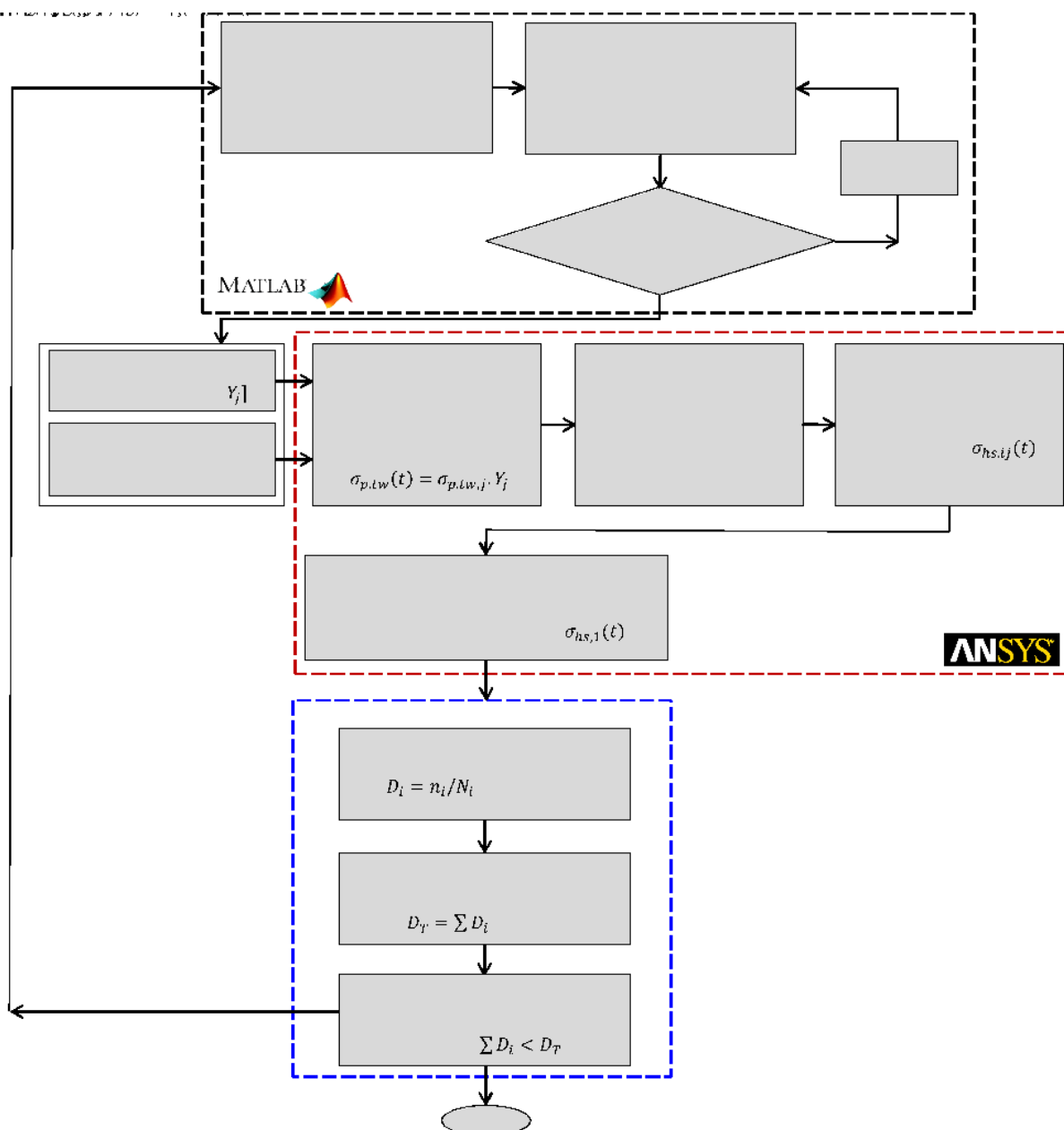


Figura 103 – Fluxograma de descrição dos procedimentos iterativos de análise de fadiga e do dano acumulado na junta soldada (região crítica) do submodelo da ponte.

As estimativas de vida em fadiga foram realizadas com base na regra de Palmgren-Miner, considerando o histórico de tensão *hot-spot* obtido nos pontos na posição oblíqua (inclinada) em reação à solda. Foi considerada na vida estimada a influência da taxa do crescimento do tráfego de 0% ( $\alpha = 0\%$ ). É importante mencionar que a regra de Miner assume que a vida útil de projeto é consumida quando o dano acumulado resulta ser igual a unidade ( $D = 1$ ). Não obstante a isso, de acordo com Niemi *et al.* (2018), muitos testes mostram que a falha estrutural pode de certo modo ocorrer a um dano calculado igual a 0,5 ( $D = 0,5$ ). Portanto, no caso do fator de

segurança parcial para a resistência à fadiga ( $\gamma_M$ ), foi adotado (na presente pesquisa) como sendo de 1,4 tendo em vista a estratégia de projeto de fadiga, que consiste na utilização dos dados conservadores de resistência à fadiga recomendados pelo IIW (2016) para uma vida útil segura (1,15), para projeto ou avaliação de componentes, ou estruturas de qualidade normal de fabricação, que serão posteriormente inspecionados regularmente em serviço. Em seguida são apresentados na Tabela 22, em forma de exemplo, os fatores de segurança parcial ( $\gamma_M$ ). Importa destacar que estes fatores de segurança parciais podem ser ajustados de acordo com os requisitos especiais da aplicação individual, já que não se pode dar nenhuma recomendação geral sobre fatores de segurança parcial.

Tabela 22 – Possíveis exemplos de fatores de segurança parciais  $\gamma_M$  para resistência à fadiga (IIW, 2016).

Fator de segurança parcial $\gamma_M \rightarrow$ Consequência da falha	Estratégia à prova de falhas e tolerante a danos	Vida segura e estratégia de vida infinita
Perda de peças ou elementos estruturais secundários	1,00	1,15
Perda de toda a estrutura	1,15	1,30
Perda de vida humana	1,30	1,40

O dano por fadiga foi calculado considerando todo o período de vida útil do projeto da ponte rodoviária (100 anos), tendo em conta as renovações da superfície do pavimento que são executadas ao longo do tempo de vida útil da estrutura.

No âmbito da avaliação da fadiga, utilizou-se no presente trabalho a ferramenta computacional que permite o cálculo de danos por fadiga em pormenores específicos com base nas regras prescritas no IIW (2016) nomeadamente através do método de acumulação de dano, destacando que, as amplitudes de tensões existentes nos detalhes estruturais ocorrem devido às cargas dinâmicas, desse modo, com base no procedimento geral fundamentado no método de acumulação de danos foi implementado no presente *software*.

Apesar das possíveis diferenças existentes entre as normas de estruturas, a maioria delas optam por dividir a resistência à fadiga dos detalhes construtivos em diferentes classes, evitando claramente a não uniformização nos números das classes. No caso da norma IIW (2016), está presente um conjunto de 14 classes

igualmente espaçadas na escala logarítmica para faixas de tensão nominal (Figura 104). Para tensão de corte (FAT), a ferramenta computacional considerada para o cálculo acumulado de danos por fadiga, a faixa de tensão de amplitude variável para causar a falha após  $2 \times 10^6$  ciclos o FAT 90, conforme apresentado na Figura 104.

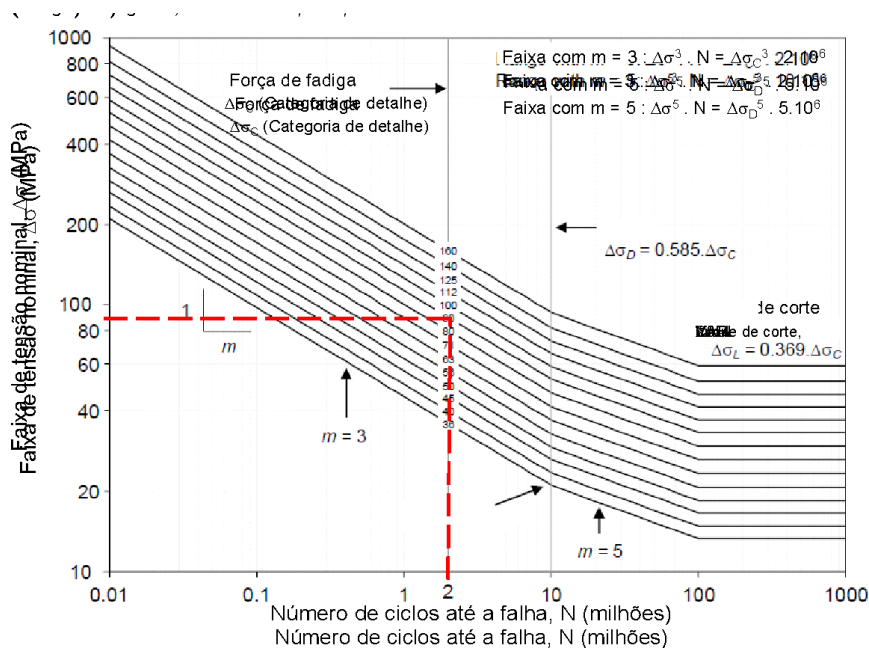


Figura 104 – Curvas S-N nominais do IIW (2016) para carga de amplitude variável [Adaptado de Alencar (2021)].

É importante externar que, o IIW (2016) fornece as recomendações mais abrangentes para a aplicação do método de tensão *hot-spot*, como tipo de elemento, tamanho e pontos de referência. Dado que o detalhe estudado na presente pesquisa é classificado na norma de projeto, foi possível portanto calcular o dano acumulado.

Em relação às etapas que envolvem o método de acumulação de dano, estas são apresentadas logo abaixo:

- i) Predefinição do cenário de carregamento, que deve ser feito pelo usuário conforme especificado nas normas de projeto ou por dados de medição;
- ii) Identificação e classificação dos detalhes propensos à fadiga da estrutura, de acordo com as curvas S-N propostas pelo IIW (2016); além disso, o usuário deve escolher entre uma avaliação de vida segura ou uma avaliação de tolerância a danos, a fim de definir o fator de redução da resistência à fadiga;

- iii) Cálculo do histórico de tensões em detalhes estruturais críticos, utilizando a teoria da elasticidade com modelo estrutural simplificado ou o método dos elementos finitos para modelos mais complexos;
- iv) Cálculo de histogramas de tensão, representando o número de ciclos vs a distribuição correspondente de faixas de tensão, usando um algoritmo de contagem de ciclos, por exemplo, o algoritmo *rainflow* (ASTM, 2005; ESDEP, 1995);
- v) Cálculo do dano por fadiga, usando um modelo linear de acumulação de dano, conforme proposto por Miner (1945).

Em seguida é apresentada interface gráfica da ferramenta de cálculo de dano acumulado por fadiga (ver Figura 103), que foi desenvolvido por Alencar & Correia (2016). Ressaltando que, após a obtenção do histórico de tensões, realizou-se a importação dessas mesmas tensões a partir de uma planilha eletrônica, tendo em vista as unidades das mesmas em Megapascal (MPa).

Com esta ferramenta, foi possível avaliar de forma mais eficiente e prática os danos por fadiga do modelo estrutural em questão, com base na abordagem *hot-spot*. Quanto às categorias padrão e classificação dos detalhes estruturais, é possível encontrar facilmente e de maneira distribuída por imagens na biblioteca da ferramenta em questão. Diante disso, a ferramenta integra o algoritmo de *rainflow* como regra de dano linear e de projeto de fadiga de forma compreensível e prática.

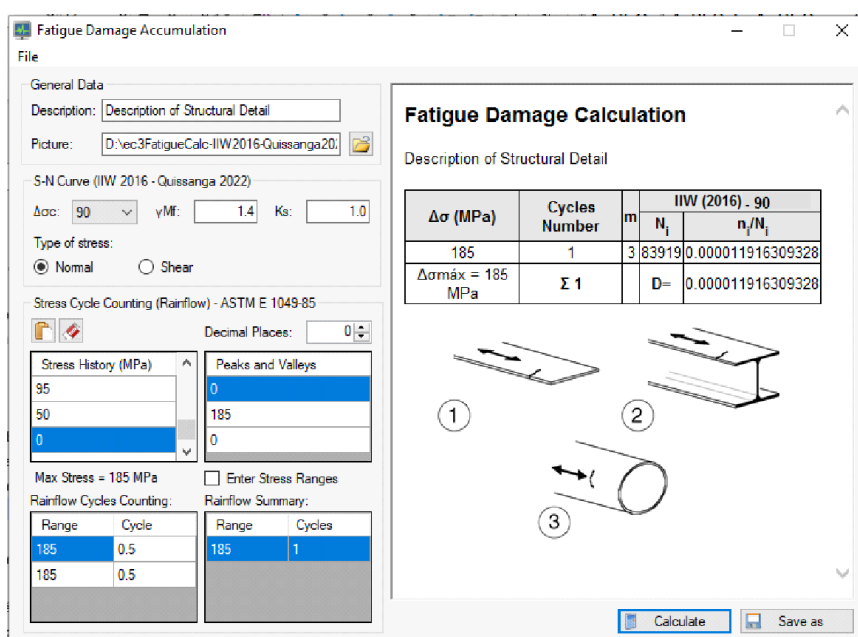


Figura 105 – Calculadora de fadiga pelo método de acumulação de danos [Adaptado de Alencar & Correia (2016)].

Após a obtenção do histórico de tensões via ANSYS (2017), este foi importado para a ferramenta (como também poderia ser copiado e colado no *Stress History*). Recordando que os dados (histórico de tensões) foram inseridos com as unidades em MPa, tendo em vista a consistência das unidades exigidas nas curvas S-N padronizadas. Em seguida, foi definida a categoria do detalhe estrutural e executado o cálculo. Nisso, o algoritmo de rainflow, implementado na ferramenta de acordo com ASTM E1049 (2011), converteu de maneira automática o histórico de tensões em uma série de picos e vales, e realizou a contagem cíclica correspondente. Após a contagem dos ciclos, o programa realizou o cálculo acumulado de danos por fadiga para cada ciclo de tensão. Logo de imediato, o *software* mostrou os resultados no lado direito da janela principal do programa/ferramenta (ver Figura 105). Com isso, foi possível exportar o relatório nos formatos diversos (Word, PDF ou Excel).

A Tabela 22 mostra os danos individuais de fadiga devido a cada passagem de veículo, tendo em conta as diferentes velocidades (de 10 a 60 m/s). Além disso, é mostrado também os danos por cada ano e os danos acumulados nos pontos analisados, isso, na penúltima e na última coluna (à direita), respectivamente. Os danos foram calculados utilizando o ajuste linear para taxa de aumento de tráfego de 0%, conforme mencionado anteriormente. Com base no cálculo do Índice de Rugosidade (IRI), Equação 3, e no cálculo do Coeficiente de Rugosidade (RRC), Equação 6, a Figura 106 apresenta o gráfico em escala logarítmica da deterioração do coeficiente de rugosidade considerando o cenário de incremento de tráfego  $\alpha = 0\%$ . A classificação da rugosidade é feita de acordo com a ISO 8608 (1995) [ver Tabela 2].

O critério adotado para definir a necessidade de renovação da superfície consiste em averiguar se o RRC excede o valor de  $32 \text{ cm}^3$ , que pressupõe um pavimento de classificação ruim. E quanto o processo de renovação, após isso, considera-se que a qualidade do pavimento ou da pista se torna igual aquando do início de operação da ponte: - liberação de passagem do tráfego ( $\text{RRC} = 2 \text{ cm}^3$ ); o que se classifica como um pavimento “excelente”. Como se pode observar na Figura 106 e na Tabela 22, os maiores danos são obtidos nos últimos anos de cada período de 13 anos, principalmente entre o 11º e o 13º ano, para os quais a renovação da superfície não é realizada até exatamente no início do 14º ano. Por esta razão, em termos comportamento do gráfico, nota-se que o crescimento do dano é quase linear

entre o 1º e o 9º ano, e com grande salto no intervalo entre o 10º ao 14º ano, traduzindo-se, portanto, em um crescimento exponencial do dano por fadiga.

Este efeito de salto se repete a cada período de 14 anos para uma taxa de aumento de tráfego de  $\alpha = 0\%$ . No entanto, destaca-se que, embora o pavimento seja considerado totalmente renovado após cada restauração do pavimento, o número de veículos e, portanto, o  $(CESAL)_t$  aumentam a cada ano.

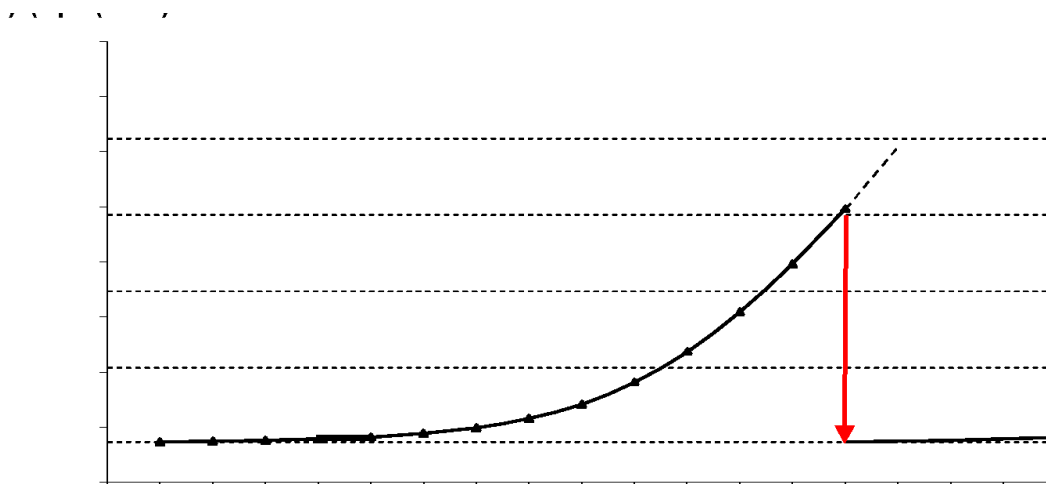


Figura 106 – Deterioração da rugosidade do pavimento em um período de 14 anos.

Tratando-se de que foi assumido (no presente estudo) para trafegar na ponte, apenas um veículo de cada vez, o histórico de tensão total da ponte pode ser simplificado como uma combinação dos históricos de tensão induzidos por veículos com velocidade aleatória. Tal como se pode observar na Tabela 23, a cada simulação, o perfil de irregularidades foi gerado aleatoriamente considerando a deterioração progressiva da condição da superfície da pista. Os intervalos de tensão foram calculados caso a caso para diferentes velocidades do veículo e diferentes condições de irregularidades da pista. Tendo-se em conta a faixa de velocidades adotada, observa-se que estas afetam no dano de fadiga e na vida útil da ponte (ver Tabela 23). Destacando que com base na proporção da faixa de velocidades adotada (ver Tabela 14), explica-se claramente a razão da baixa influência das velocidades do veículo acima de 40 m/s (144 km/h) sobre o dano de fadiga e/ou na vida útil da ponte rodoviária.

Tabela 23 – Exemplo de danos individuais e acumulado de fadiga nos pontos analisados devido a cada passagem de veículo.

Dano individual de fadiga devido a cada passagem de veículo								Dano por ano	Dano acumulado
T (anos)	RRC ( $\alpha=0\%$ )	Velocidade (km/h)							
		36	72	108	144	180	216		
		Velocidade (m/s)							
		10	20	30	40	50	60		
1	2,1E-06	1,9E-08	1,4E-07	1,1E-08	1,6E-08	1,5E-07	1,7E-07	4,4E-03	4,38E-03
2	2,1E-06	2,0E-08	3,2E-08	1,4E-08	1,2E-08	1,3E-08	1,5E-08	1,4E-03	5,82E-03
3	2,1E-06	6,1E-08	1,4E-08	2,4E-08	1,9E-08	4,0E-08	2,5E-08	1,7E-03	7,55E-03
4	2,2E-06	1,1E-07	2,2E-08	2,3E-08	2,0E-08	1,6E-08	2,4E-08	2,8E-03	1,03E-02
5	2,3E-06	1,2E-07	1,3E-07	1,1E-08	2,6E-08	1,8E-08	2,5E-08	5,8E-03	1,61E-02
6	2,4E-06	4,3E-08	2,5E-08	3,2E-08	3,2E-08	5,5E-08	3,1E-08	1,8E-03	1,79E-02
7	2,7E-06	2,9E-08	3,2E-08	5,6E-08	2,4E-08	2,7E-08	3,2E-08	2,1E-03	2,00E-02
8	3,2E-06	3,0E-07	4,5E-08	6,3E-08	4,0E-08	5,2E-08	5,5E-08	7,3E-03	2,73E-02
9	4,1E-06	1,0E-07	2,6E-08	1,3E-08	4,2E-08	2,3E-07	1,1E-07	2,7E-03	3,00E-02
10	6,1E-06	1,5E-07	1,5E-08	3,2E-08	5,4E-08	1,5E-06	2,5E-07	3,5E-03	3,35E-02
11	1,1E-05	4,2E-07	4,3E-07	2,1E-07	2,0E-07	4,3E-07	2,0E-07	2,2E-02	5,56E-02
12	2,2E-05	1,1E-06	2,1E-06	3,0E-07	2,1E-07	2,3E-06	1,0E-06	8,3E-02	1,38E-01
13	5,2E-05	2,0E-05	1,9E-05	1,0E-06	1,1E-06	1,5E-05	1,1E-06	8,9E-01	1,03E+00
14	2,1E-06	1,9E-08	1,4E-07	1,1E-08	1,6E-08	1,5E-07	1,7E-07	4,4E-03	1,03E+00

O parâmetro de velocidade do veículo variou de 10 a 60 m/s, em intervalos discretos de 10 m/s, para avaliação das respostas em termos de espectros de danos de fadiga, resultando portanto, em 6 velocidades diferentes. Cabe ressaltar que os resultados apresentados na tabela (Tabela 22) são para situação considerando a deterioração progressiva do pavimento ao longo do tempo, conforme ilustra o gráfico da Figura 106 (deterioração da rugosidade do pavimento num período de 14 anos).

## 5.9 Considerações finais

No presente Capítulo, é descrita a metodologia de análise dinâmica e avaliação de fadiga aplicada no detalhe da ponte mista aço-concreto, causada por passagens de veículos em velocidades variadas, utilizando as recomendações da norma americana AASHTO (2014a) e IIW (2016). Tal como descrito no fluxograma da Figura 97, os efeitos de deterioração do pavimento a longo do tempo e os diferentes parâmetros do veículo, tais como; o tipo de veículo e a velocidade, foram incluídos na metodologia numérica desenvolvida. A simulação numérica computacional foi desenvolvida por intermédio dos *softwares* ANSYS e MATLAB (“integrados”), de modo a simplificar o processo de solução dos sistemas acoplados pelo método de superposição modal (“desacoplando”).

O sistema acoplado de veículo-ponte, incluindo a irregularidade do pavimento, foi usado para a obtenção dos históricos de tempo de tensão devido ao carregamento dinâmico. O dano de fadiga acumulado, foi calculado com base na ferramenta computacional desenvolvida por Guilherme & Correia (2016), com base nas tensões *hot-spot* obtidas no submodelo em elementos finitos para adquirir a estimativa de vida à fadiga. Entretanto, desse estudo, tiram-se as seguintes conclusões:

- Análises estáticas mostraram que as tensões extrapoladas na região da solda devem ser bem avaliadas e comparadas, pois não é simples pré-identificar as direções (transversais, longitudinais e as oblíquas) das tensões.
- Para a tensão de *hot-spot*, a solda longitudinal, que é muito mais propensa a efeitos dinâmicos, mostrando-se mais propensa a danos por fadiga do que a solda transversal, que é o ponto de início de trinca para a abordagem de tensão do detalhe estrutural FAT90.
- O método da superposição modal e a abordagem de tensão *hot-spot* levaram os resultados a serem mais realistas, para sistemas de pontes soldadas, uma vez que captura a concentração de tensão devido à geometria geral dos detalhes soldados.



## 6 RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES: ANÁLISE DINÂMICA E AVALIAÇÃO À FADIGA

### 6.1 Introdução

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados obtidos nas simulações numéricas descritas anteriormente do trecho biapoiado (da ponte), relacionados à avaliação de fadiga do sistema estrutural da ponte rodoviária mista aço-concreto. Numa primeira fase, realizou-se a análise modal por forma a validar o comportamento do vão e validar a modelagem do sistema estrutural, a partir da comparação com os resultados obtidos por Alencar *et al.* (2018c) e Silva (2020). Após ter sido rigorosamente caracterizado o modelo em elementos finitos, o carregamento e a metodologia de análise dinâmica a ser desenvolvida, realizaram-se as comparações dos resultados, tendo em contas as seguintes variáveis: i) análise quasi-estática vs análise dinâmica com interação veículo-ponte para pavimento excelente, ii) a irregularidade do pavimento e iii) a variação da velocidade do veículo. Vale reiterar que os resultados (dos deslocamentos e tensões) são dados no domínio do tempo, bem como os espectros de valores máximos e mínimos no domínio da velocidade. Assim, no final desta seção, será conhecido o histórico de tensões *hot-spot* no detalhe mais crítico, o que permitirá proceder com a análise de contagem de ciclos e posterior cálculo da evolução do dano de fadiga com deterioração progressiva do pavimento.

### 6.2 Análise quasi-estática vs análise dinâmica com interação veículo-ponte (pavimento excelente)

#### 6.2.1 Deslocamento no centro do vão e a 1/4 do vão

Importa referir que usualmente, uma das medidas utilizadas para a caracterização de um sistema estrutural é maiormente a sua flecha máxima. No caso

do tramo (vão teórico) simplesmente apoiada do sistema estrutural da ponte rodoviária em estudo/análise, esta é dada no meio/centro do vão. A sua determinação facilita o processo de obtenção de informações macroscópicas referente ao comportamento estrutural relativa à análise dinâmica. Por um lado, torna-se praticamente simples a obtenção da variação do valor do deslocamento máximo no domínio do tempo, conforme a passagem de um veículo, e a observância os ciclos de vibração livre. Por outro, a exposição dos valores máximos de deslocamento em espectro indica a priori a existência das velocidades de passagem dos veículos que provocam consideráveis casos de amplificação dinâmica, presentes nos casos em que a frequência de excitação se aproxima das frequências naturais do sistema.

Os resultados apresentados foram determinados utilizando inicialmente o modelo global em elementos finitos da ponte, onde foram obtidos os deslocamentos na vertical em valores absolutos, com base nas duas análises desenvolvidas: análise quasi-estática e análise dinâmica com interação veículo-ponte, com pavimento excelente. A análise quasi-estática foi realizada aplicando-se a forma clássica por forma a atender aos efeitos dinâmicos, que consiste em multiplicar (majorar) os valores das cargas móveis por um coeficiente de impacto (CI), conforme recomendado pela norma NBR 7188 (2013). Ou seja, o coeficiente de impacto vertical (CIV) para o modelo em questão foi calculado com base no vão teórico da ponte ( $L_{iv} = 39,40$  m), que é ligeiramente menor que o vão real da ponte ( $L_r = 40,0$  m), resultando, portanto em  $CIV = 1,237$  de acordo com a formulação  $CIV = 1 + 1,06 \cdot (20 / (L_{iv} + 50))$ , para vãos entre 10 a 200 m, e o coeficiente do número de faixas do tabuleiro (CNF) foi calculado tendo em conta o número de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre o tabuleiro ( $n_f$ ), sendo  $CNF = 0,95$  com base na sua formulação matemática  $CNF = 1 - 0,05 \cdot (n_f - 2) > 0,9$ . Portanto, realizando o produto entre CIV com CNF [NBR 7188 (2013)], obteve-se o CI sendo igual a 1,175. Vale realçar que nesta mesma análise não são consideradas as forças inerciais nem as forças dissipativas. Além disso, é importante ressaltar que neste método não é considerada a massa do veículo sobre a ponte, e nem o efeito de amortecimento da suspensão do mesmo.

A implementação da análise consistiu na elaboração de uma matriz contendo os valores de forças nodais, conforme o carregamento e a velocidade pretendida do veículo. A matriz de forças nodais foi desenvolvida a partir de um código feito no programa MATLAB (2018). Os carregamentos equivalentes do veículo para cada instante de tempo e para cada nó sobre a ponte (tabuleiro) foram colocados nas

colunas da referida matriz. Entretanto, foram feitas duas linhas representando os trilhos de circulação das cargas no modelo numérico, espaçadas entre si a 2,2 metros.

Tendo em vista a simetria do modelo global, considerou-se quatro pontos para a análise do comportamento estrutural (um par, na laje e o outro na longarina mais crítica): o primeiro par de pontos foi considerado no centro do vão do tabuleiro (na face inferior) e a 1/4 do vão, e o segundo par foi considerado no centro do vão e a 1/4 do vão da longarina (mesa inferior). Da Figura 107 a Figura 116, são apresentadas as respostas em termos de valores máximos dos deslocamentos no decorrer do tempo considerando a passagem do veículo na fixa lateral da ponte rodoviária com condições de pavimento excelente. Vê-se que a presença do ressalto induz a uma resposta dinâmica com ciclos de variação de tensões de amplitude variáveis.

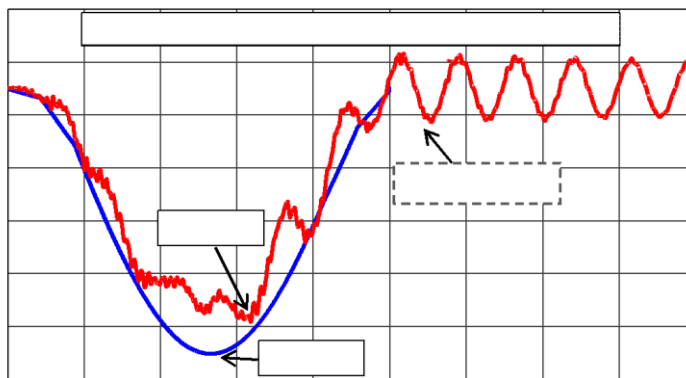


Figura 107 – Deslocamentos verticais no tabuleiro (centro do vão).

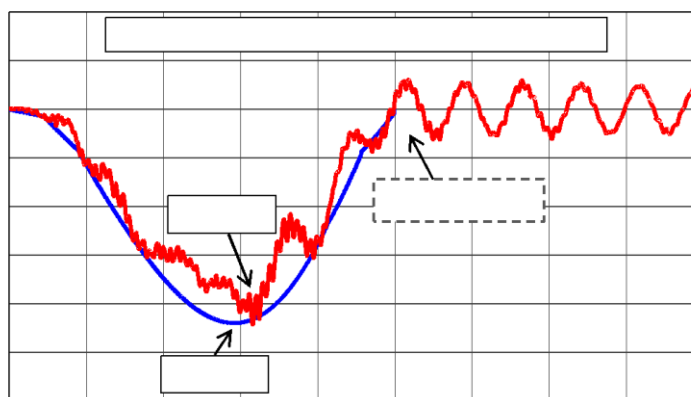
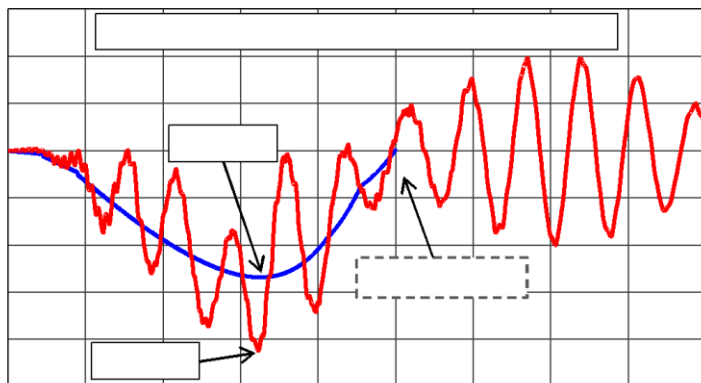


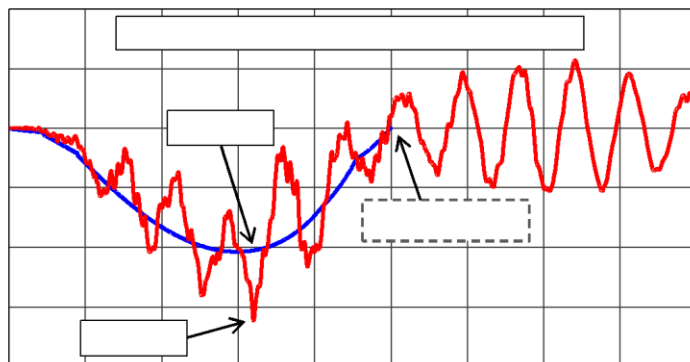
Figura 108 – Deslocamentos verticais no tabuleiro (1/4 do vão).



—

—

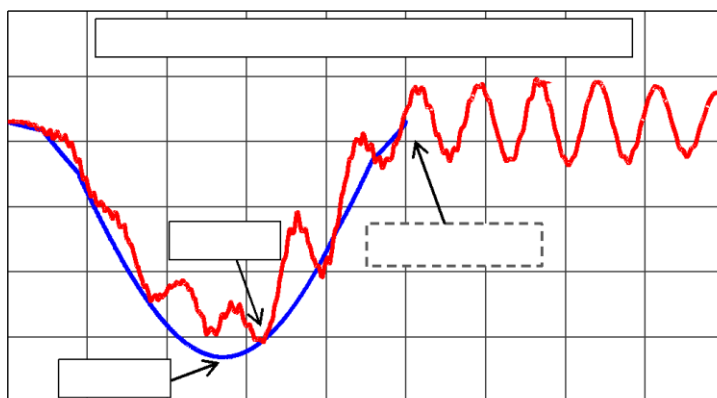
Figura 109 – Deslocamentos verticais nas longarinas (centro do vão).



—

—

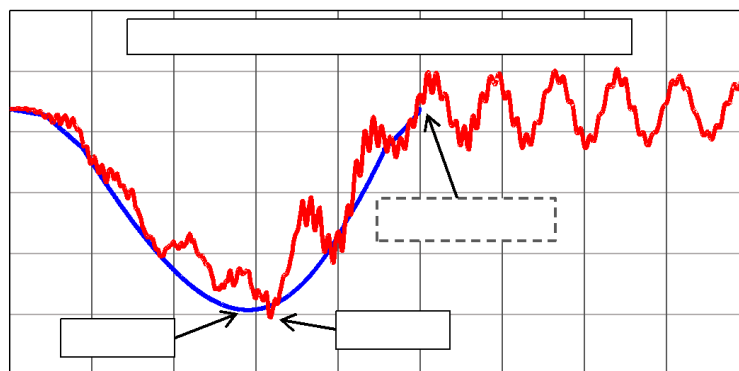
Figura 110 – Deslocamentos verticais nas longarinas (1/4 do vão).



—

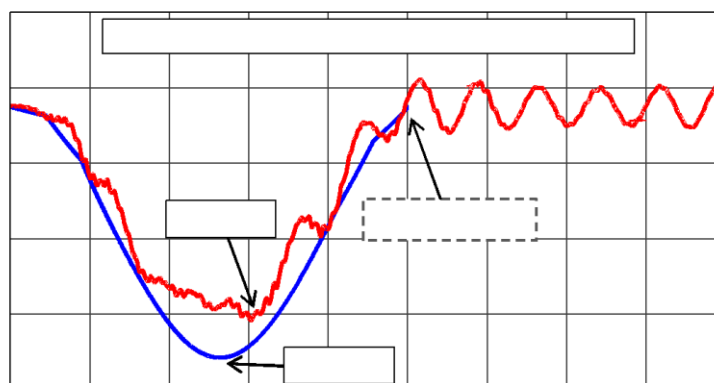
—

Figura 111 – Deslocamentos verticais nas longarinas (centro do vão).



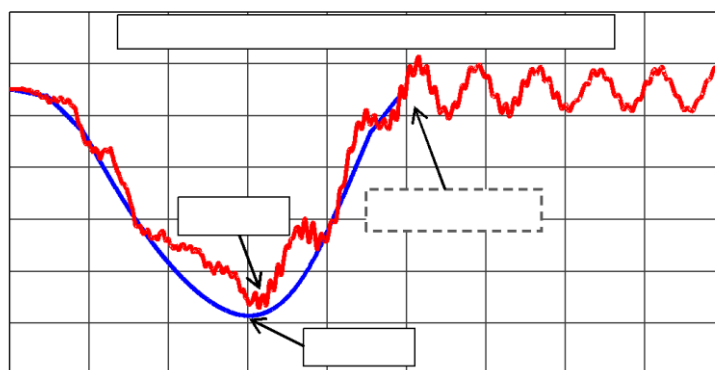
—  
—

Figura 112 – Deslocamentos verticais nas longarinas (1/4 do vão).



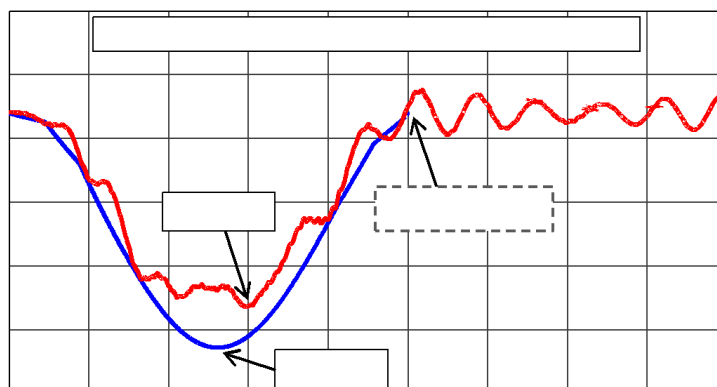
—  
—

Figura 113 – Deslocamentos verticais nas longarinas (centro do vão).



—  
—

Figura 114 – Deslocamentos verticais nas longarinas (1/4 do vão).



—  
—

Figura 115 – Deslocamentos verticais nas longarinas (centro do vão).

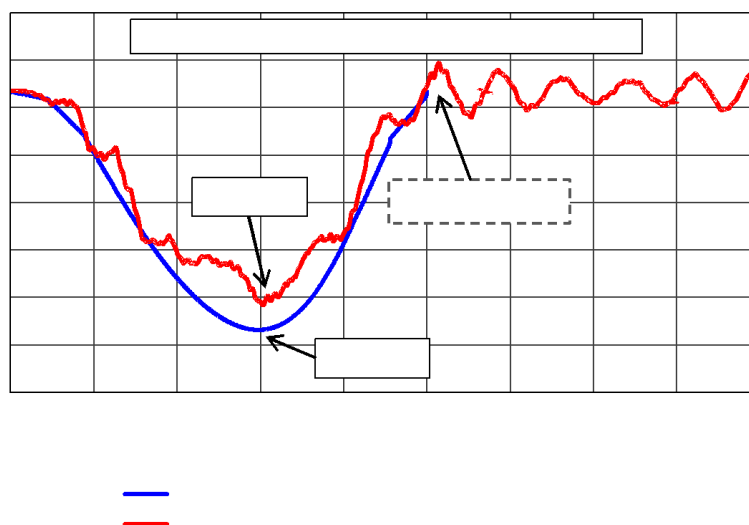


Figura 116 – Deslocamentos verticais nas longarinas (1/4 do vão).

Tal como se pode observar nas figuras anteriores (Figura 107 a 116), validou-se as respostas dinâmicas considerando o pavimento excelente, dada a sua coerência dos gráficos, quando comparadas com as respostas obtidas via análise quasi-estática.

### 6.2.2 Tensões normais longitudinais

Assim como descrito na seção de metodologia (Capítulo 6), sob os carregamentos prescritos e análise dinâmica, são extraídos do modelo global históricos de tensões em determinados nós, selecionados para análise. Conforme ilustrado na Figura 117, os valores máximos de tensões normais encontradas ao longo da investigação com base nas análises quasi-estática e dinâmica foram de 13,90 MPa e 16,05 MPa “modelo global”, e 15,10 MPa e 16,20 MPa (“submodelo”), respectivamente. As tensões citadas foram observadas na viga 4 (V4), e estão relacionadas à travessia do veículo de fadiga da norma AASHTO (2014b) na faixa lateral. Nota-se que, os valores de tensão nas análises são bastante próximos, e que em outras palavras, se pode dizer que as respostas no que se refere a comparação dos resultados de tensão, assim como deslocamentos, têm diferença não tão expressiva ao ponto de garantirem uma precisão no modelo de caso de estudo. E, essa ligeira diferença deveu-se ao fato de que, para o caso da análise quasi-estática

há simplesmente uma geração de (apenas) um ciclo de tensões, enquanto que no caso da análise com carregamentos dinâmicos, contam-se muitos ciclos que podem ser de maiores ou de menores amplitudes acopladas à variação de tensões ( $\Delta\sigma$ ), conforme apresentado na Figura 117.

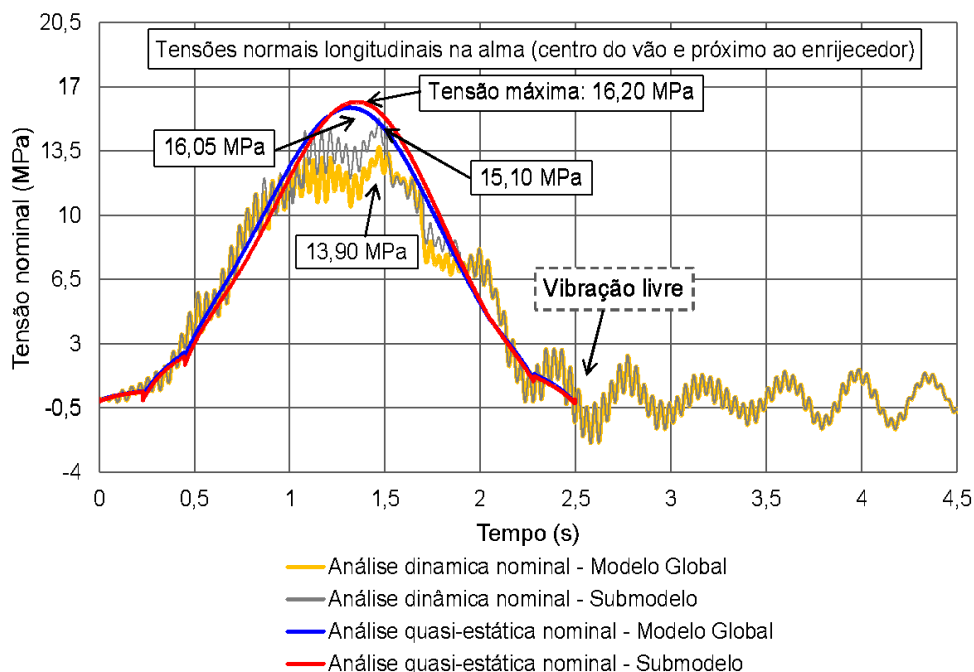


Figura 117 – Tensões normais longitudinais na alma na altura do enrijecedor (centro do vão) - Modelo global vs Submodelo.

### 6.3 Análise dinâmica com interação veículo-ponte (Pavimento excelente vs pavimento ruim)

Assim como abordado anteriormente, são apresentados no presente item os resultados das comparações do comportamento dinâmico com interação veículo-estrutura (em termos de deslocamentos) obtidos durante a pesquisa, considerando uma velocidade de 50 metros por segundo em pavimento excelente e pavimento ruim. Estas respostas no domínio do tempo, foram determinadas conforme a passagem do veículo padrão de fadiga, e observa-se os ciclos de vibração livre. Nas Figura 118 a 127 são expostas as respostas em formas de gráficos, com destaques nos valores máximos para cada caso.



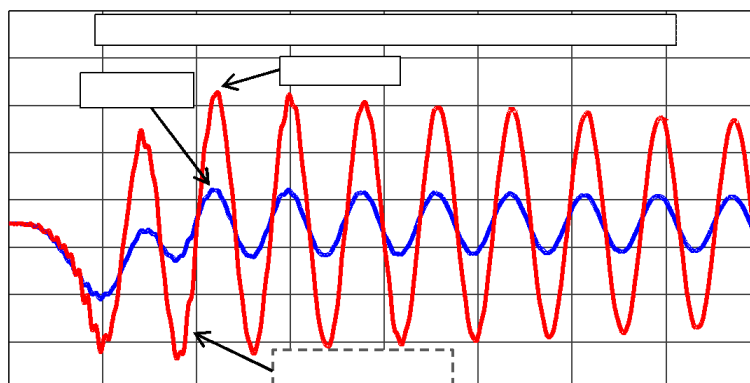


Figura 118 – Deslocamentos verticais no tabuleiro (centro do vão).

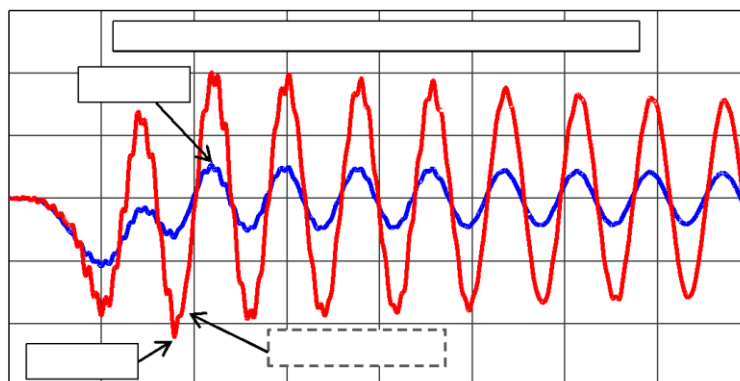


Figura 119 – Deslocamentos verticais no tabuleiro (1/4 do vão).

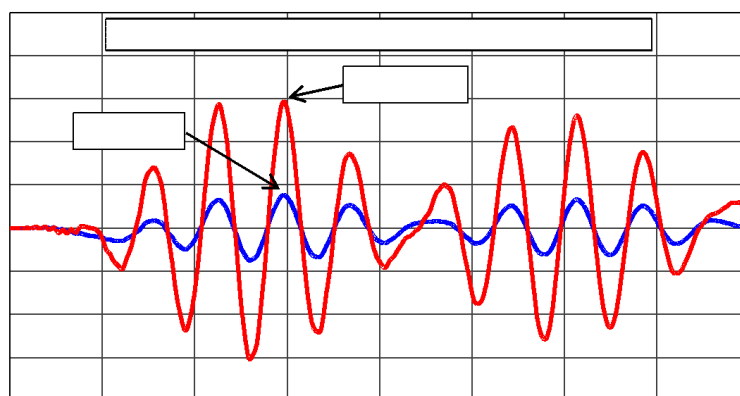


Figura 120 – Deslocamentos verticais nas longarinas (centro do vão).

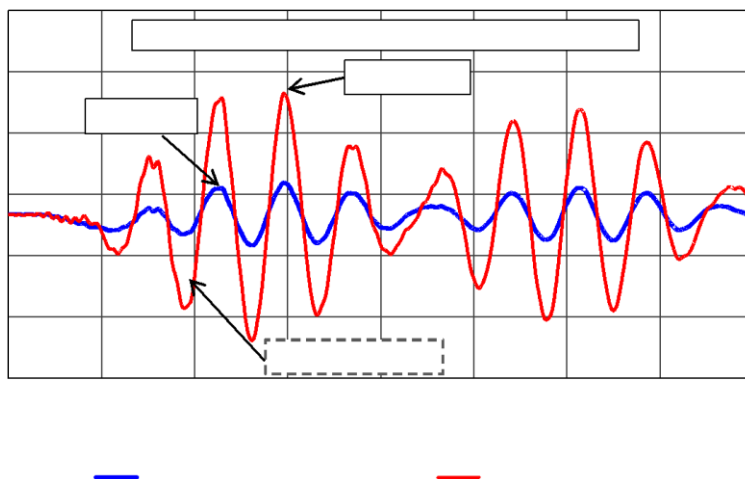


Figura 121 – Deslocamentos verticais nas longarinas (1/4 do vão).

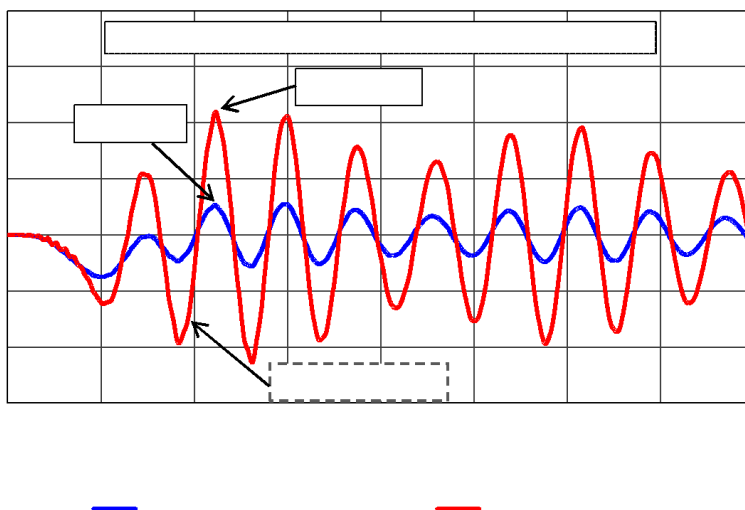


Figura 122 – Deslocamentos verticais nas longarinas (centro do vão).

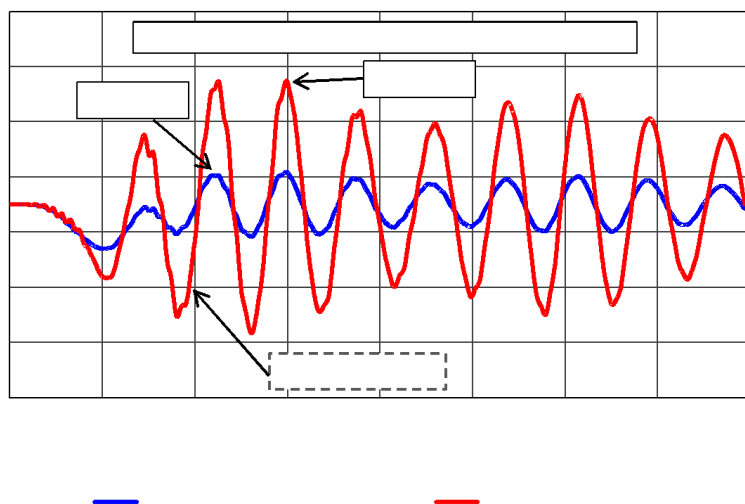


Figura 123 – Deslocamentos verticais nas longarinas (1/4 do vão).

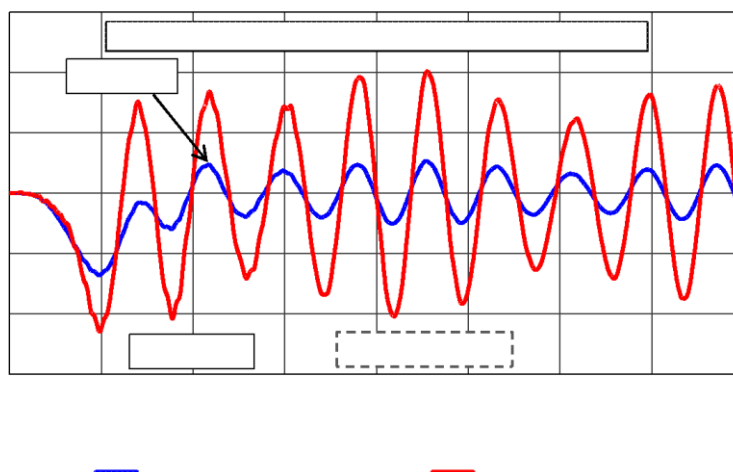


Figura 124 – Deslocamentos verticais nas longarinas (centro do vão).

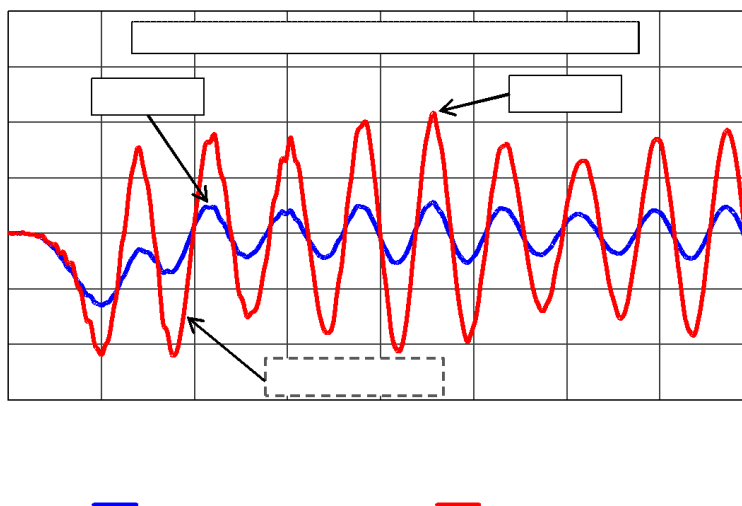


Figura 125 – Deslocamentos verticais nas longarinas (1/4 do vão).

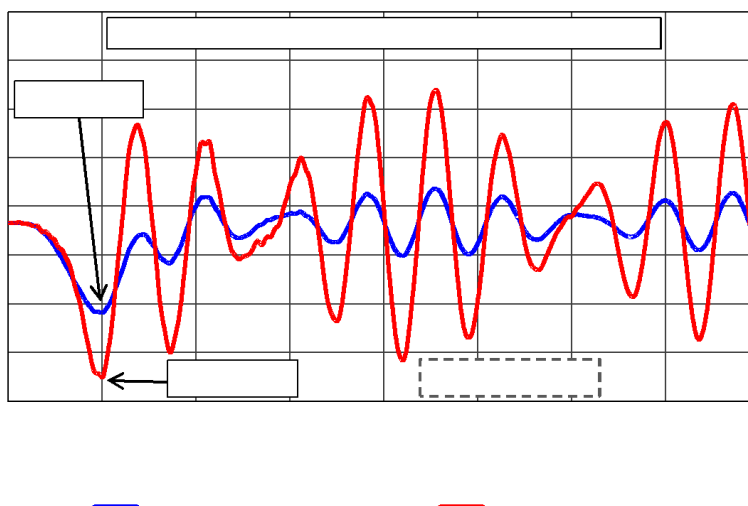


Figura 126 – Deslocamentos verticais nas longarinas (centro do vão).

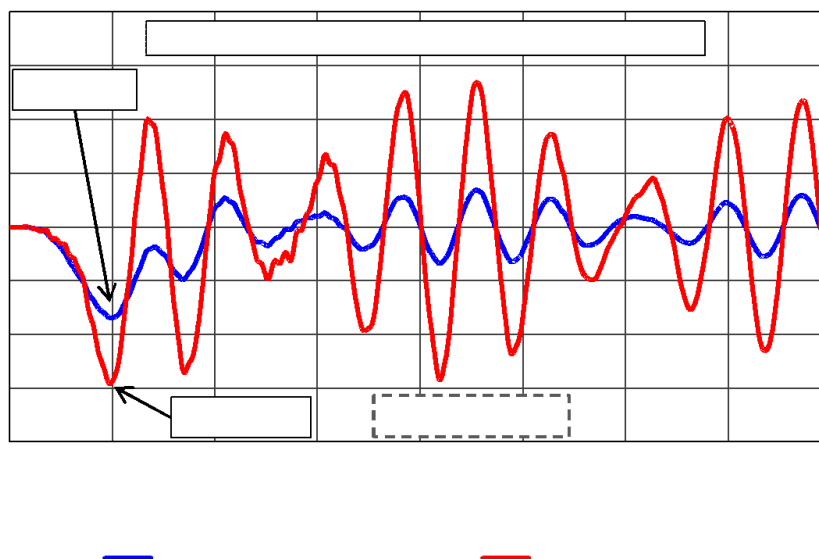


Figura 127 – Deslocamentos verticais nas longarinas (1/4 do vão).

Conforme referido no início do presente item, considerou-se para a comparação e/ou avaliação do comportamento estrutural diferentes velocidades (10 a 60 m/s) e variação da qualidade da pista. Em seguida são apresentados a título de exemplo os resultados termos de tensões nominais “ $\sigma_z$ ” (Figura 128 e Figura 129) para uma velocidade de 50 m/s, considerando a variação da qualidade da pista (excelente e ruim), obtidas na região mais crítica, que se traduz como sendo no centro do vão da longarina próximo ao enrijecedor (na alma). Entretanto, esta mesma região foi avaliada no modelo global assim como no submodelo.

As tensões nominais no submodelo sólido, foram obtidas próximo à solda tendo em vista que é uma região de distribuição uniforme de tensões, isso com base nas experiências anteriores com a reavaliação de detalhes de testes de fadiga, assim como na análise numérica realizada na presente pesquisa.

Vale destacar que, fazendo jus ao sistema de eixos utilizado no processo de modelagem do modelo (modelo global e submodelo), assume-se que a tensão na direção longitudinal (“horizontal”) do tabuleiro é identificada como “ $\sigma_z$ ”, a tensão na direção vertical como “ $\sigma_y$ ” e a tensão de corte como “ $\tau_{yz}$ ”, dada a face da alma é considerada como um estado plano de tensão.

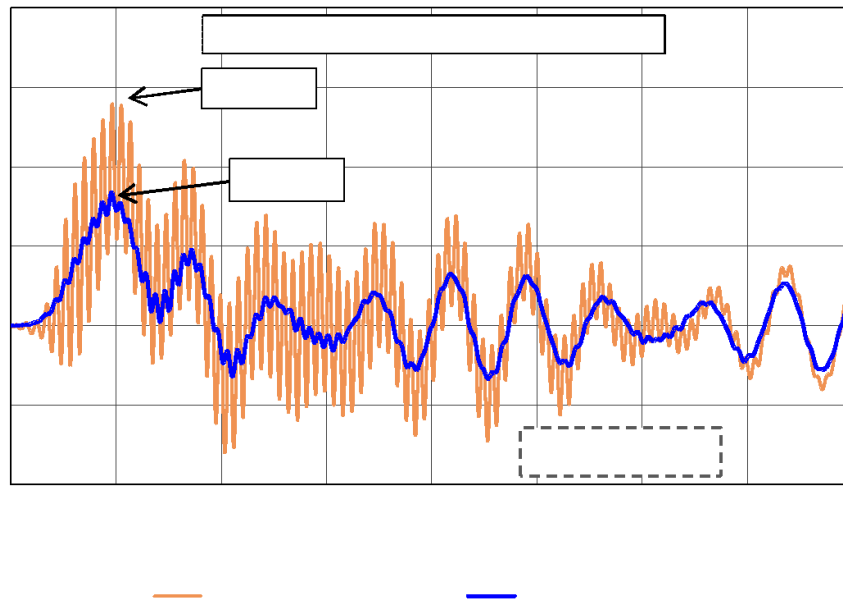


Figura 128 – Tensões normais longitudinais na alma na altura do enrijecedor (centro do vão)  
- Modelo global vs Submodelo [pavimento excelente].

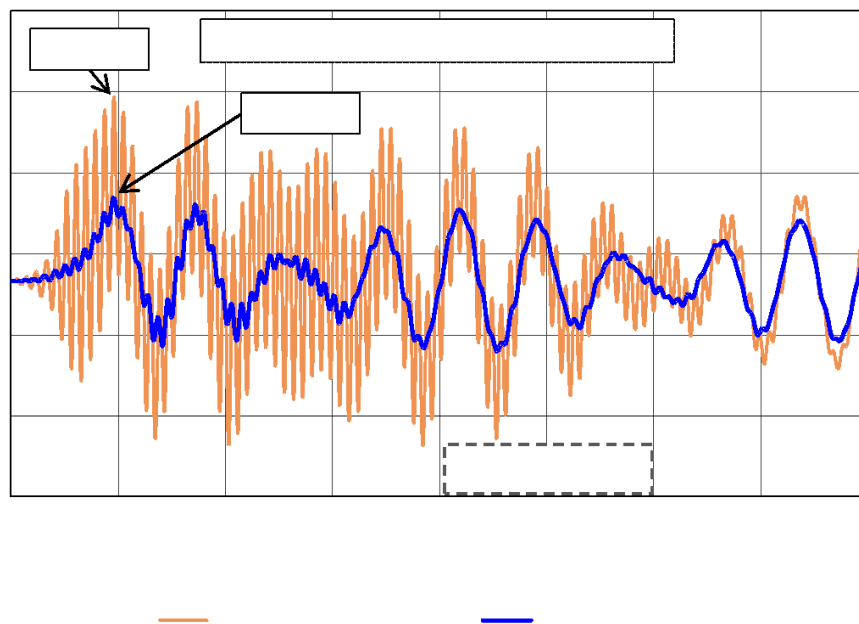
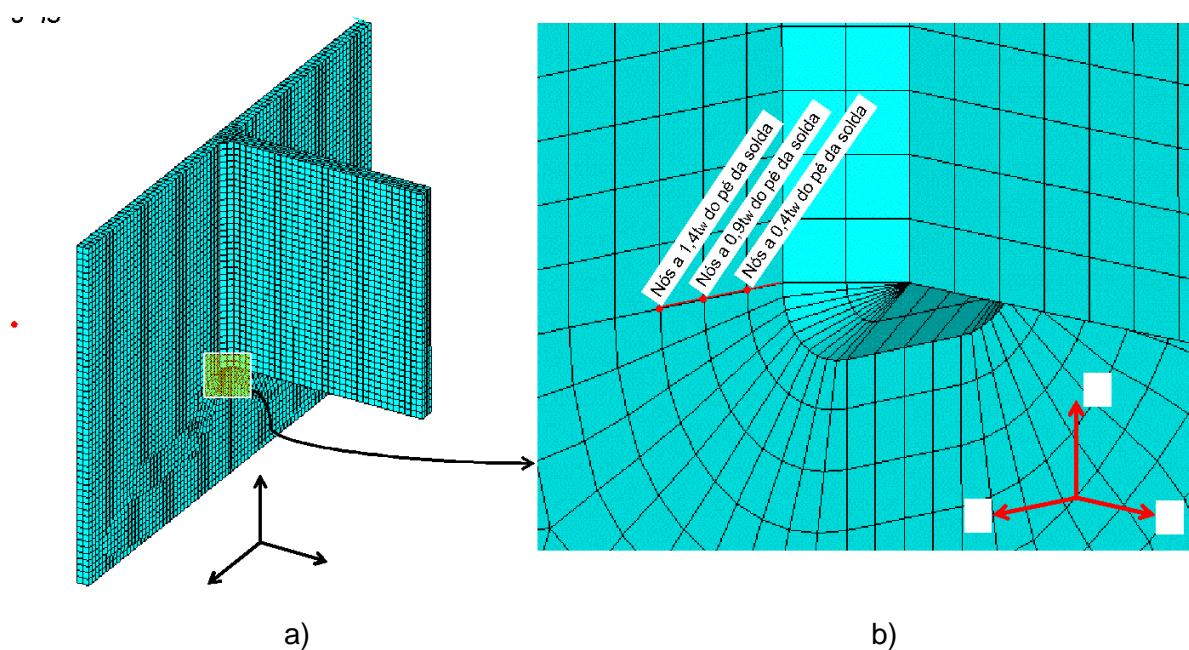


Figura 129 – Tensões normais longitudinais na alma na altura do enrijecedor (centro do vão)  
- Modelo global vs Submodelo [pavimento ruim].

## 6.4 Identificação do ponto *hot-spot* crítico ao longo da linha da solda do detalhe Web-gap

Nesta subseção, são apresentados os pontos *hot-spot* críticos ao longo da solda do detalhe *web-gap* do submodelo, reiterando que o submodelo em questão está fundamentado e/ou relacionado ao ponto/lugar com maior interesse no que se refere a avaliação de fadiga e comportamento estrutural global e local. Em seguida é apresentado na Figura 130 o submodelo e os detalhes avaliados. Considerou-se dois detalhes entre o enrijecedor e a alma, onde o “Detalhe A” corresponde à região do enrijecedor mais próxima do centro do vão (na direção Z) e o “Detalhe B” à região mais apartada do centro do vão (na direção Z), conforme ilustrado nas Figuras 130c e 129d. Para além disso, são mostrados também os caminhos de extrapolação do ponto *hot-spot* ao redor dos cantos da solda que foram investigados para análise transiente local. Destacando que, uma vez que os deslocamentos constituem o carregamento do submodelo, o mesmo foi sujeito a 90 análises estáticas das quais se extraíram as componentes de tensão longitudinal “Z”, de corte/oblíqua “YZ” e vertical “Y”, em 22 nós, efetivando 11 conjuntos com três de cada pontos de extrapolação de tensões *hot-spot*, onze do lado mais próximo do centro do vão e onze do outro lado, mais apartado do centro do vão.



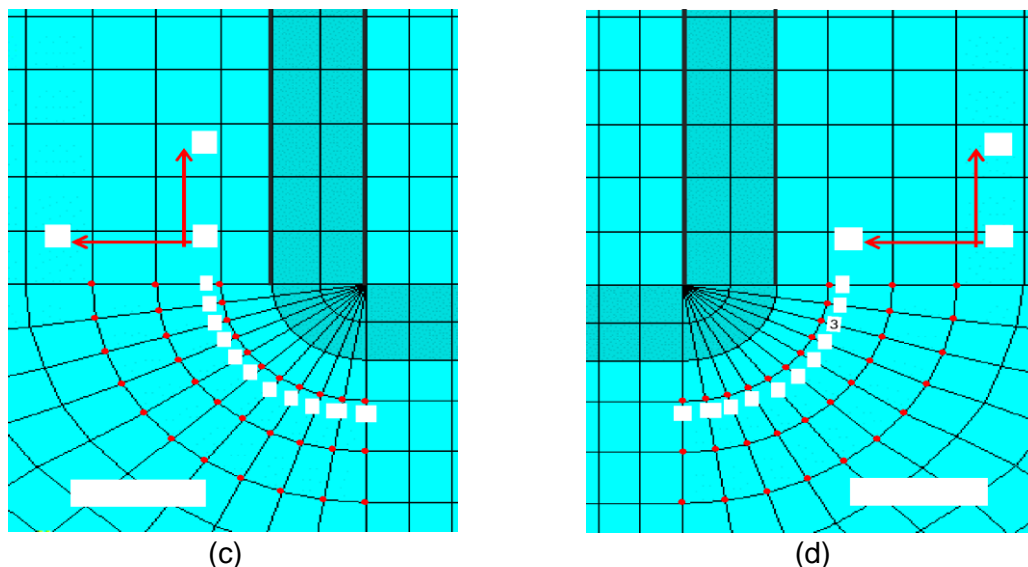


Figura 130 – Submodelo utilizado para obtenção das tensões *hot-spot*: a) Região crítica avaliada do detalhe, b) nós de extrapolação cerca do pé da solda, c) caminhos de extrapolação do ponto *hot-spot* ao redor dos cantos da solda do “Detalhe A”, d) caminhos de extrapolação do ponto *hot-spot* ao redor dos cantos da solda do “Detalhe B”.

Da Figura 131 a 134, são apresentados os resultados das tensões *hot-spot* nos diversos pontos ao longo da linha de solda do submodelo do detalhe *web-gap*, objetivando identificar a direção mais crítica nos caminhos de extrapolação dos referidos pontos *hot-spot* que estão localizados ao redor dos cantos da solda, abarcando os detalhes “A” e “B”, conforme ilustrado nas Figuras 130c e 130d. Os resultados em questão foram obtidos considerando a passagem do veículo a uma velocidade de 50 m/s e com a qualidade da pista excelente e média.

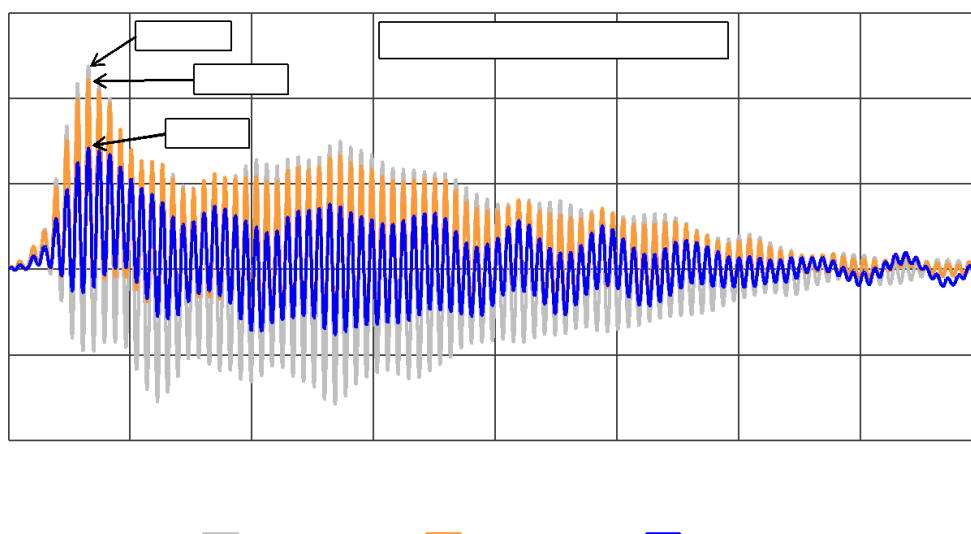


Figura 131 – Tensões *hot-spot* nos diversos pontos ao longo da linha de solda no Submodelo do “Detalhe A” *Web-gap* – Pavimento excelente.

UNIVERSIDADE

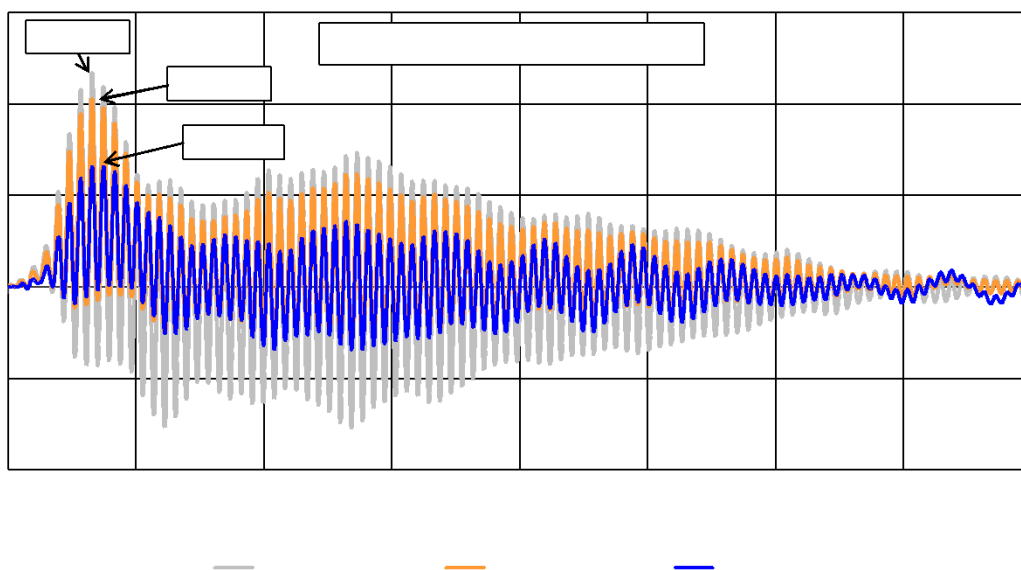


Figura 132 – Tensões *hot-spot* nos diversos pontos ao longo da linha de solda no Submodelo do “Detalhe B” *Web-gap* – Pavimento excelente.

UNIVERSIDADE

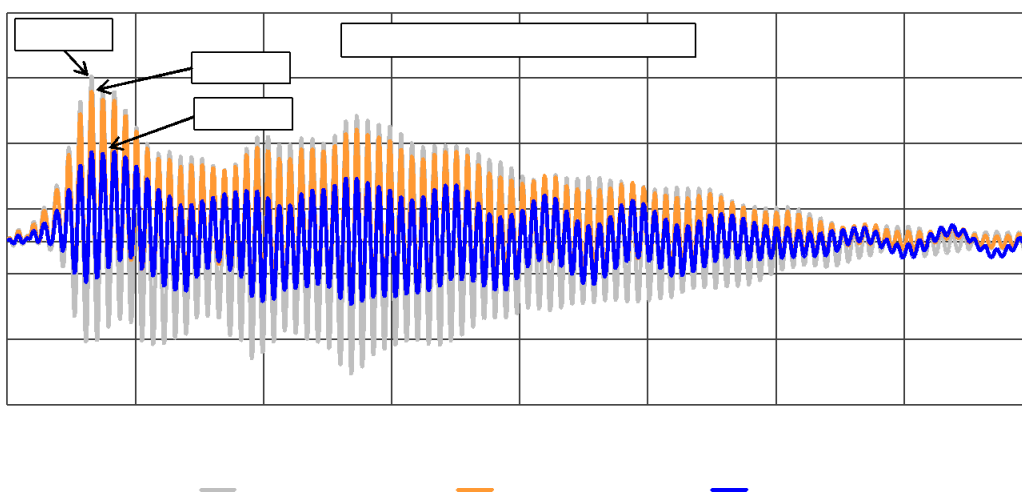


Figura 133 – Tensões *hot-spot* nos diversos pontos ao longo da linha de solda no Submodelo do “Detalhe A” *Web-gap* – Pavimento médio.



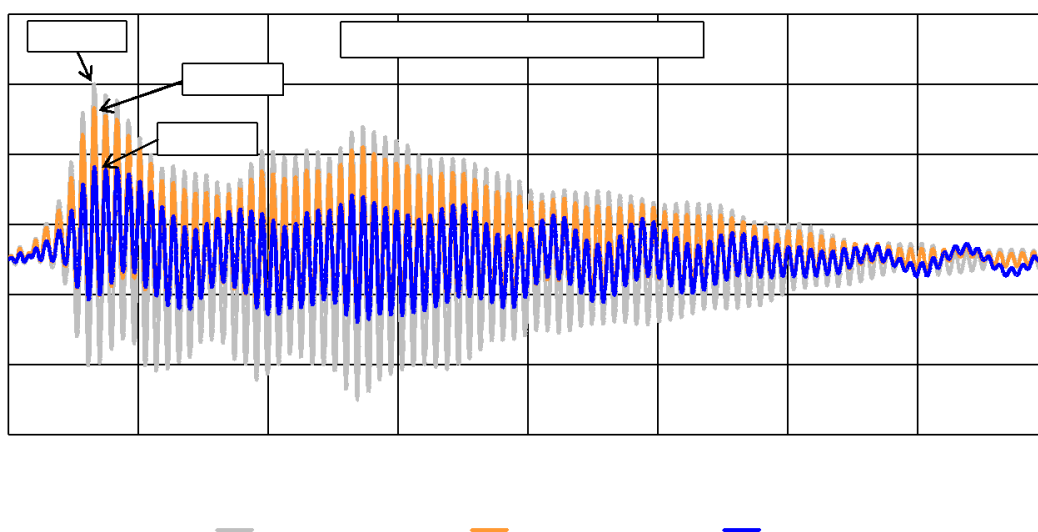


Figura 134 – Tensões *hot-spot* nos diversos pontos ao longo da linha de solda no Submodelo do “Detalhe B” *Web-gap* – Pavimento médio.

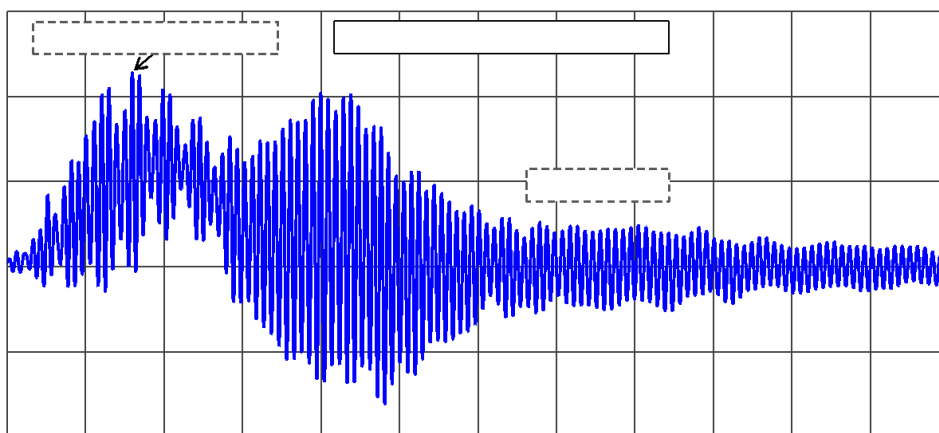
#### 6.4.1 Efeito da velocidade: passagem individual

Assim como abordado anteriormente, são apresentados no presente subitem os resultados do comportamento dinâmico com interação veículo-estrutura (em termos de tensões) obtidos durante a pesquisa, considerando pavimento excelente e pavimento ruim. Estas respostas no domínio do tempo das tensões foram determinadas conforme a passagem do veículo padrão de fadiga HL-93 da norma AASHTO (2014b), e observa-se os ciclos de vibração livre. Na sequência do texto, são apresentados os valores máximos das tensões *hot-spot* na forma de espectros de resposta, em função da velocidade do veículo (Figura 147 a 150). Estes espectros indicam a priori a existência de velocidades de travessia do veículo que provocam ampliações dinâmicas relevantes para a resposta da estrutura. Os resultados apresentados estão organizados da seguinte forma: nas Figuras 135 a 146 são apresentados os resultados de tensões *hot-spot* já extrapolados, obtidos na região do detalhe A e do detalhe B do submodelo, considerando a velocidade de 20 m/s (uma das velocidades mais frequente de circulação), e a variação da qualidade da pista de pavimento excelente e ruim, respectivamente. Os resultados para as demais velocidades (10, 30, 40, 50 e 60 m/s) podem ser verificados no Anexo A desta tese. Destacando que em todos os casos, avaliou-se as tensões *hot-spot* extrapoladas nas

três componentes ( $\sigma_z$ ,  $\sigma_y$  e  $\tau_{yz}$ ) segundo a ordem, horizontal, oblíqua e vertical, respectivamente. Entretanto a tensão principal resultante da combinação  $\sigma_1$ , foi obtida a 45 graus em ambos os detalhes.

- **Tensões *hot-spot* ( $\sigma_z$ ) na componente “z”: Detalhe A – Pavimento Excelente**

0,000000

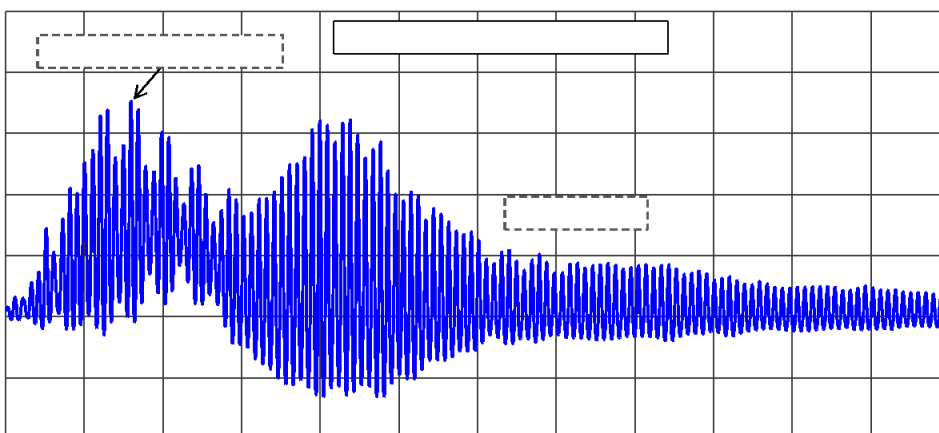


—

Figura 135 – Tensões *hot-spot* na direção horizontal no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 20 m/s.

- **Tensões *hot-spot* ( $\sigma_1$ ) na componente “yz”: Detalhe A – Pavimento Excelente**

0,000000



—

Figura 136 – Tensões *hot-spot* na direção oblíqua no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 20 m/s.

- **Tensões *hot-spot* ( $\sigma_y$ ) na componente “y”: Detalhe A – Pavimento Excelente**

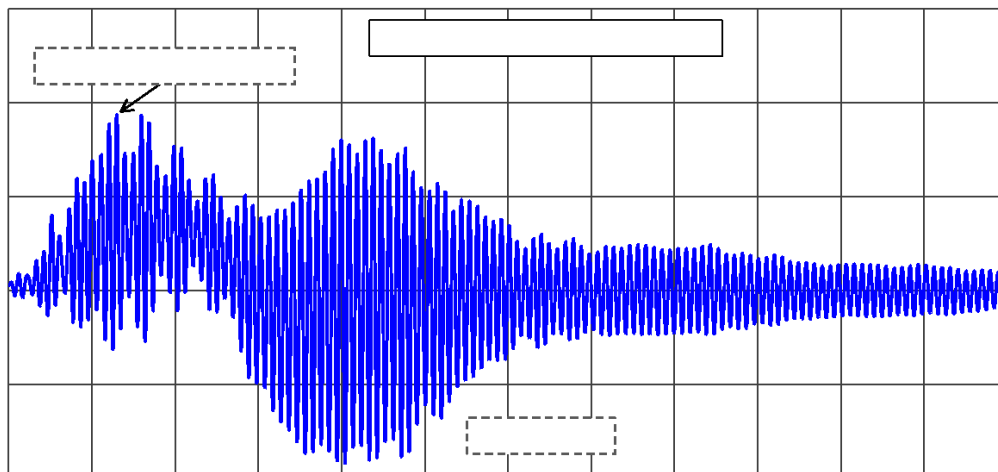


Figura 137 – Tensões *hot-spot* na direção vertical no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 20 m/s.

- **Tensões *hot-spot* ( $\sigma_z$ ) na componente “z”: Detalhe B – Pavimento Excelente**

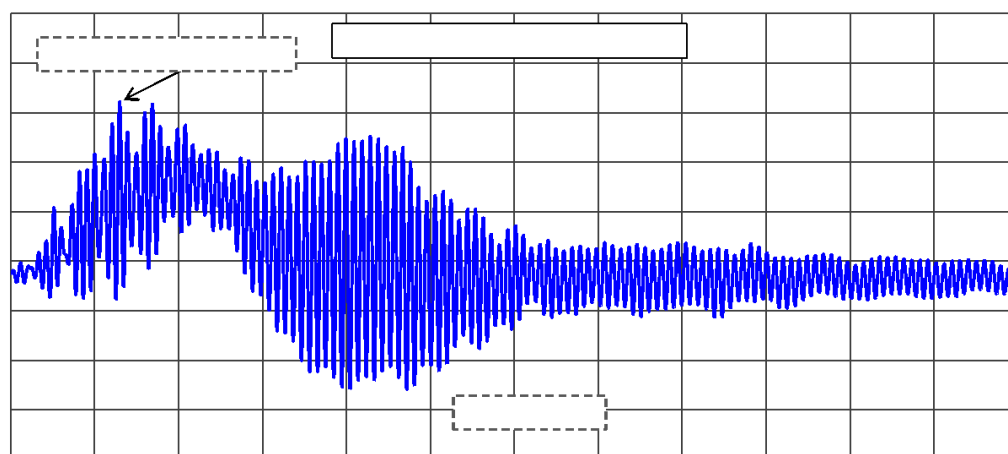
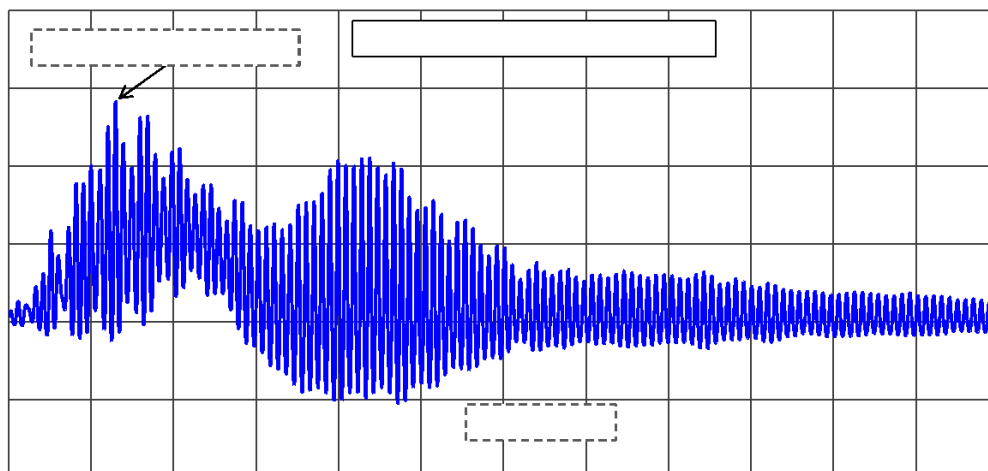


Figura 138 – Tensões *hot-spot* na direção horizontal no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 20 m/s.

- **Tensões *hot-spot* ( $\sigma_1$ ) na componente “yz”: Detalhe B – Pavimento Excelente**

0,0 1,0 2,0 3,0 4,0 5,0 6,0 7,0 8,0 9,0 10,0

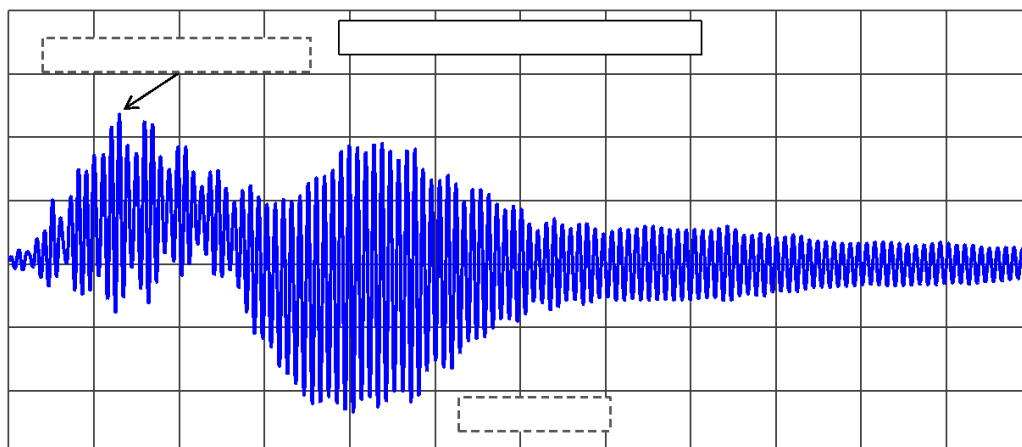


—

Figura 139 – Tensões *hot-spot* na direção oblíqua no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 20 m/s.

- **Tensões *hot-spot* ( $\sigma_y$ ) na componente “y”: Detalhe B – Pavimento Excelente**

0,0 1,0 2,0 3,0 4,0 5,0 6,0 7,0 8,0 9,0 10,0



—

Figura 140 – Tensões *hot-spot* na direção vertical no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 20 m/s.

- **Tensões *hot-spot* ( $\sigma_z$ ) na componente “z”: Detalhe A – Pavimento Ruim**

07/12/2022

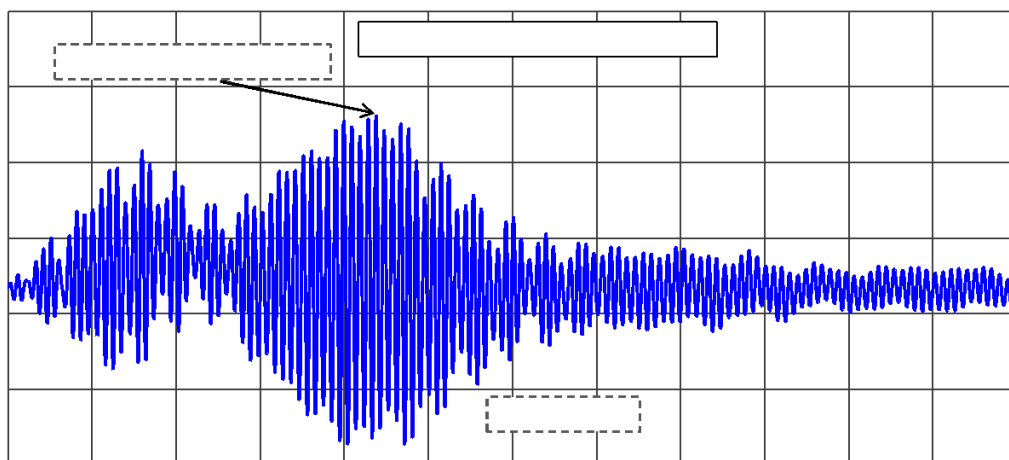


Figura 141 – Tensões *hot-spot* na direção horizontal no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 20 m/s.

- **Tensões *hot-spot* ( $\sigma_1$ ) na componente “yz”: Detalhe A – Pavimento Ruim**

07/12/2022

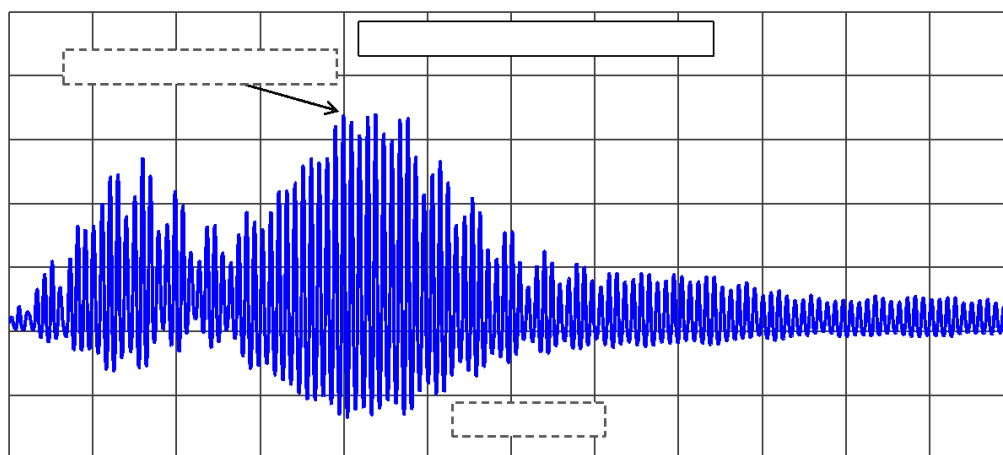
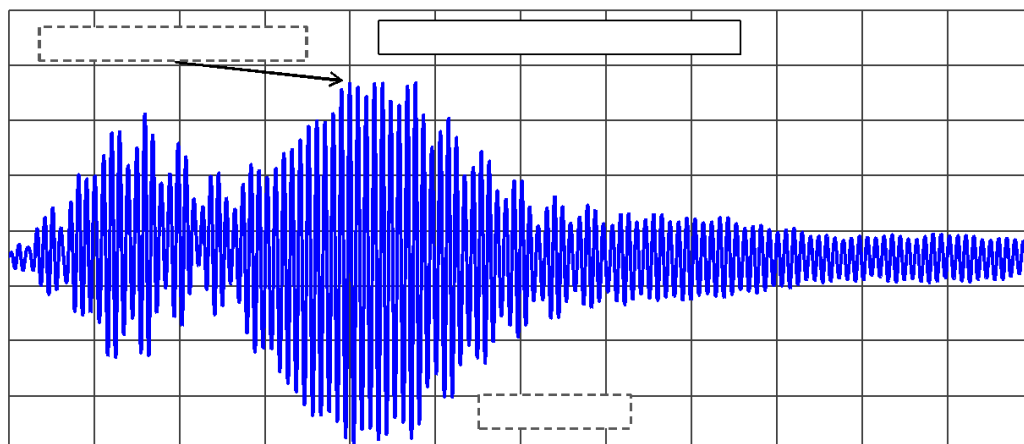


Figura 142 – Tensões *hot-spot* na direção oblíqua no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 20 m/s.

- **Tensões *hot-spot* ( $\sigma_y$ ) na componente “y”: Detalhe A – Pavimento Ruim**

0,0 1,0 2,0 3,0 4,0 5,0 6,0 7,0 8,0 9,0 10,0

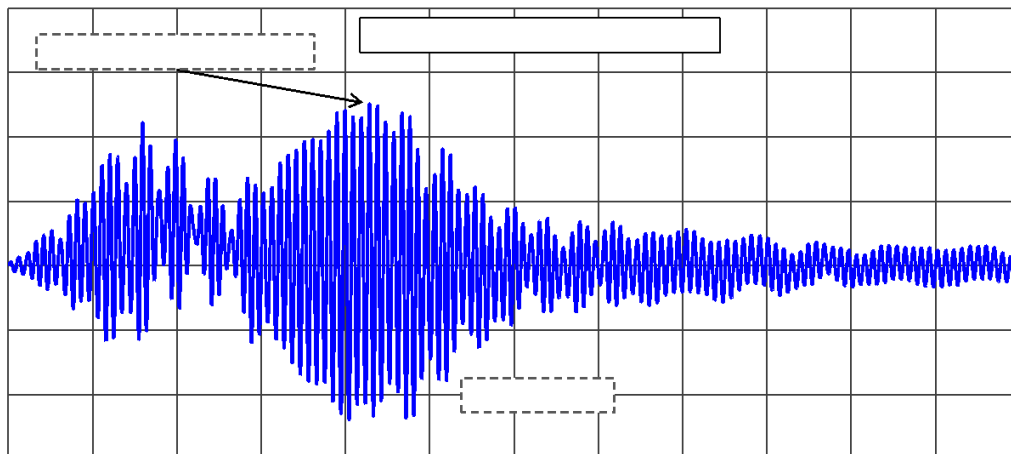


—

Figura 143 – Tensões *hot-spot* na direção vertical no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 20 m/s.

- **Tensões *hot-spot* ( $\sigma_z$ ) na componente “z”: Detalhe B – Pavimento Ruim**

0,0 1,0 2,0 3,0 4,0 5,0 6,0 7,0 8,0 9,0 10,0

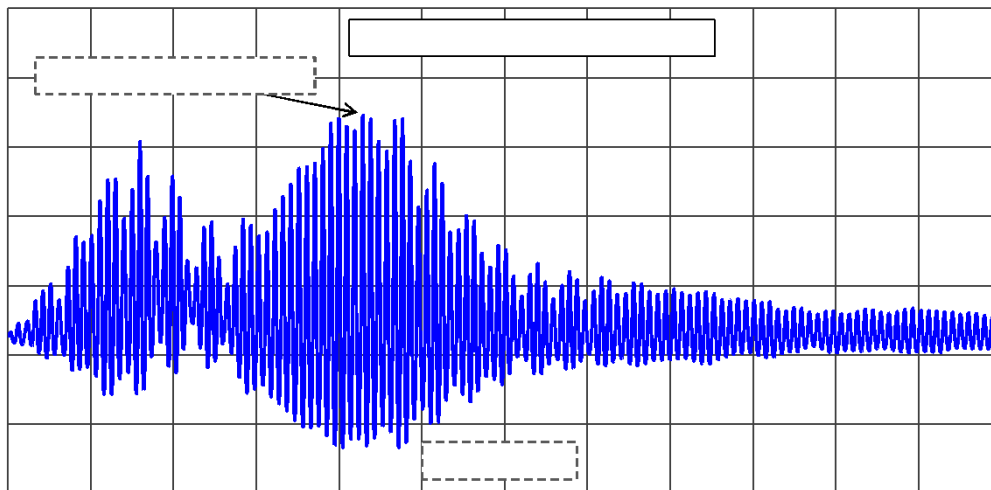


—

Figura 144 – Tensões *hot-spot* na direção horizontal no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 20 m/s.

- **Tensões *hot-spot* ( $\sigma_1$ ) na componente “yz”: Detalhe B – Pavimento Ruim**

0,0 1,0 2,0 3,0 4,0 5,0 6,0 7,0 8,0 9,0 10,0

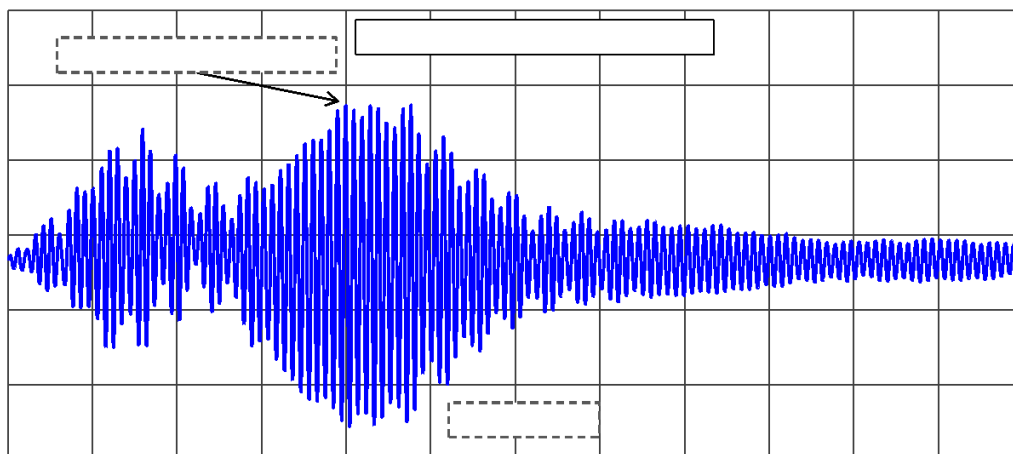


—

Figura 145 – Tensões *hot-spot* na direção oblíqua no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 20 m/s.

- **Tensões *hot-spot* ( $\sigma_y$ ) na componente “y”: Detalhe B – Pavimento Ruim**

0,0 1,0 2,0 3,0 4,0 5,0 6,0 7,0 8,0 9,0 10,0



—

Figura 146 – Tensões *hot-spot* na direção vertical no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 20 m/s.

Em seguida, são observáveis nas Figuras 147 a 150 os valores máximos de tensões *hot-spot* no domínio das velocidades, tendo em conta a variação da qualidade do pavimento (pavimento excelente e ruim). Verificando-se as tendências das tensões com base na passagem do veículo, valida-se a hipótese de utilizar as tensões na componente  $\sigma_y$  para avaliação da fadiga.

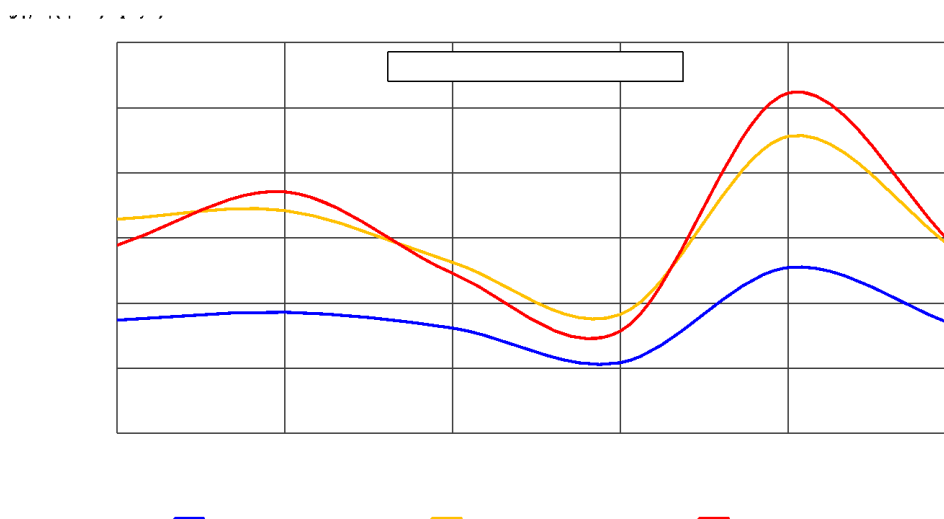


Figura 147 – Comparação entre as tensões *hot-spot* máximas nas direções: horizontal, oblíqua e vertical no “detalhe A” *Web-gap* no Submodelo – pavimento excelente.

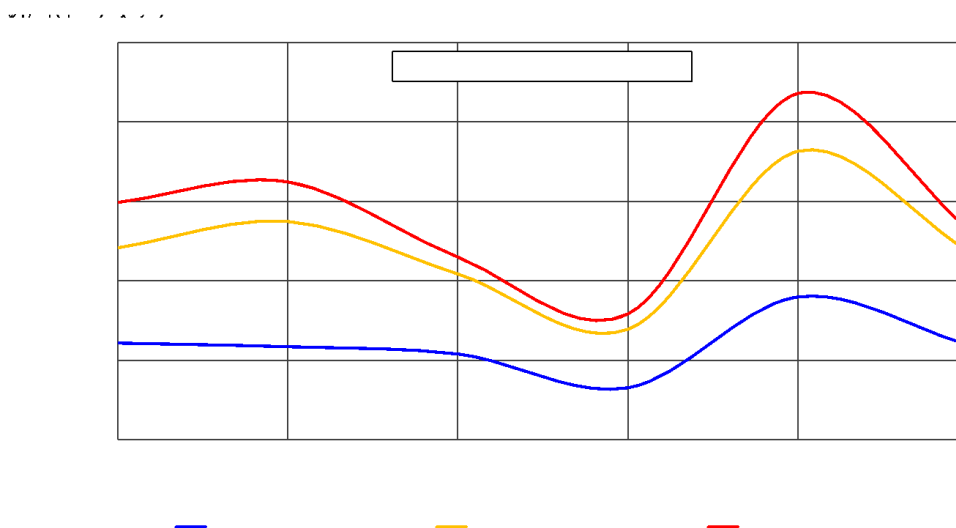


Figura 148 – Comparação entre as tensões *hot-spot* máximas nas direções: horizontal, oblíqua e vertical no “detalhe B” *Web-gap* no Submodelo – pavimento excelente.



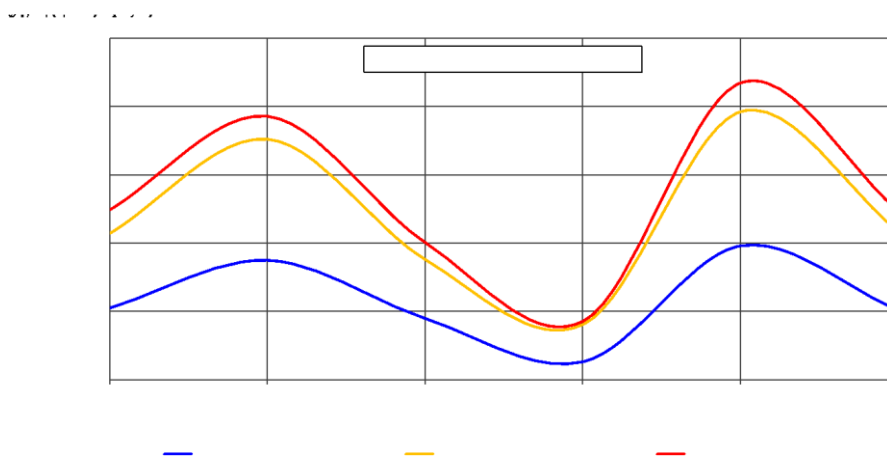


Figura 149 – Comparação entre as tensões *hot-spot* máximas nas direções: horizontal, oblíqua e vertical no “detalhe A” *Web-gap* no Submodelo – pavimento ruim.

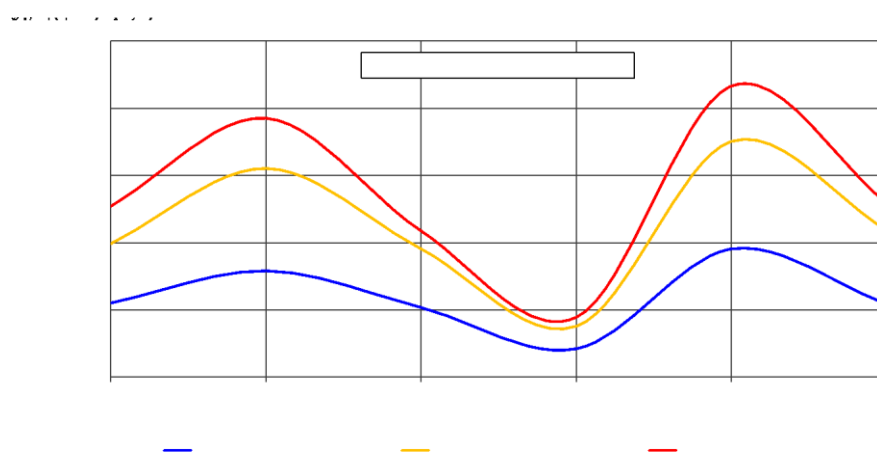


Figura 150 – Comparação entre as tensões *hot-spot* máximas nas direções: horizontal, oblíqua e vertical no “detalhe B” *Web-gap* no Submodelo – pavimento ruim.

Contudo, feitas as análises dinâmicas com interação veículo-estrutura e interpretados os seus resultados, foi possível determinar as variáveis de entrada para uma análise à fadiga (que será abordado no item 7.5), que são os históricos de tensões junto ao pé do cordão de solda no detalhe *web-gap* do submodelo. Desse modo, a informação do histórico de tensões será utilizada para o cálculo do dano que cada velocidade introduz. Destacando que, não foi necessário realizar a avaliação para a obtenção dos resultados da análise de sensibilidade modal, conforme abordado por Horas *et al.* (2018), por se tratar de uma ponte de vão relativamente curto, em que houve 90 modos com 30 Hz, sendo que uma redução na quantidade de modo não influenciaria significativamente em um ganho computacional ou no tempo de cálculo.

## 6.5 Análise de ciclo de vida: evolução do dano de fadiga com deterioração progressiva do pavimento

Tal como abordado anteriormente, em pontes rodoviárias mistas (aço-concreto) as amplitudes de tensão (devido à passagem de veículos) nos detalhes estruturais são amplamente conhecidas como as causadoras dos danos por fadiga. Nisso, com base no cálculo do Índice de Rugosidade Internacional (IRI) e Coeficiente de Rugosidade (RRC), são apresentados na Tabela 24 os valores de IRI, RRC e as respostas de  $\ln(\text{RRC})$  calculados para um período correspondente a 14 anos, e em seguida na Figura 151 é ilustrado em forma de gráfico em escala logarítmica a classificação da deterioração progressiva do coeficiente de rugosidade considerando o cenário de incremento de tráfego zero ( $\alpha = 0\%$ ). Reiterando que a Tabela 24, descreve o panorama geral de classificação da deterioração progressiva do pavimento ao longo do tempo.

Tabela 24 – Resultados da Índice de Rugosidade Internacional (IRI) e Coeficiente de Rugosidade (RRC) no domínio do tempo.

Tempo (anos)	IRI <sub>t</sub> ( $\alpha = 0\%$ )	RRC <sub>t</sub> ( $\alpha = 0\%$ )	$\ln(\text{RRC } 10^6)$ ( $\alpha = 0\%$ )
1	1,04414E+00	2,07104E-06	7,28050E-01
2	1,16467E+00	2,09414E-06	7,39143E-01
3	1,29901E+00	2,12884E-06	7,55579E-01
4	1,44872E+00	2,18279E-06	7,80603E-01
5	1,61555E+00	2,26990E-06	8,19736E-01
6	1,80145E+00	2,41668E-06	8,82394E-01
7	2,00859E+00	2,67599E-06	9,84321E-01
8	2,23937E+00	3,15897E-06	1,15024E+00
9	2,49647E+00	4,11303E-06	1,41416E+00
10	2,78288E+00	6,12551E-06	1,81246E+00
11	3,10193E+00	1,06927E-05	2,36956E+00
12	3,45730E+00	2,19381E-05	3,08822E+00
13	3,85311E+00	5,22621E-05	3,95627E+00
14	4,29393E+00	1,42756E-04	4,96113E+00

Os resultados apresentaram classificação excelente para os primeiros 10 anos (Figura 151). Após o 11º e 12º ano de deterioração, a rugosidade passa a ser de classificação boa. No 13º ano a rugosidade é classificada como média. E a partir do 14º ano, a classificação da rugosidade passa a ser considerada como ruim.

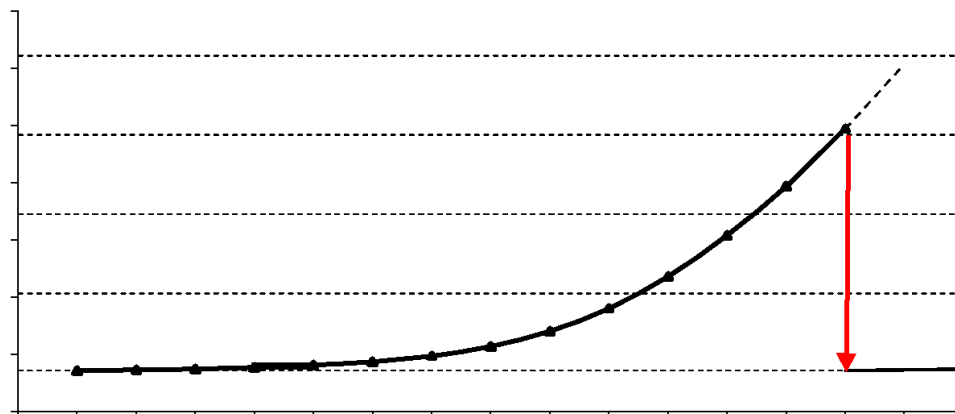


Figura 151 – Deterioração do coeficiente de rugosidade para período de 14 anos.

Tal como se pode observar na figura acima, os resultados apresentaram a classificação excelente nos primeiros 10 anos. Após o período correspondente ao 11º e 12º ano de deterioração, a rugosidade passa a ser classificada como sendo de qualidade boa. Entretanto, após 13 anos a rugosidade é classificada como sendo de qualidade média. E, a partir do 14º ano, a rugosidade passa a ser considerada como sendo de qualidade ruim, exigindo, portanto, a urgente renovação da estrutura.

Objetivando ilustrar as formas e as amplitudes das irregularidades (das duas linhas de circulação das rodas), nas Figuras 152 a 153 são apresentados os resultados dos perfis de irregularidades gerados de forma aleatória (randomicamente) considerando a deterioração progressiva do pavimento para os anos 12 e 13, respetivamente. Na Figura 154, são apresentados em forma de comparação os perfis de irregularidades com maiores amplitudes de irregularidade dos anos em questão, onde, no eixo das abscissas estão representadas as coordenadas horizontais em metros ao longo do comprimento da ponte, e no eixo das ordenadas, são apresentadas as amplitudes das irregularidades em centímetros.

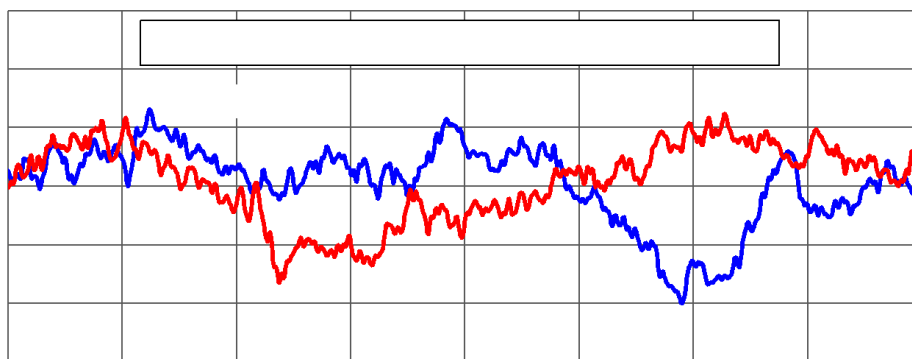


Figura 152 – Perfis de irregularidade para o período correspondente a 12 anos – qualidade do pavimento médio.

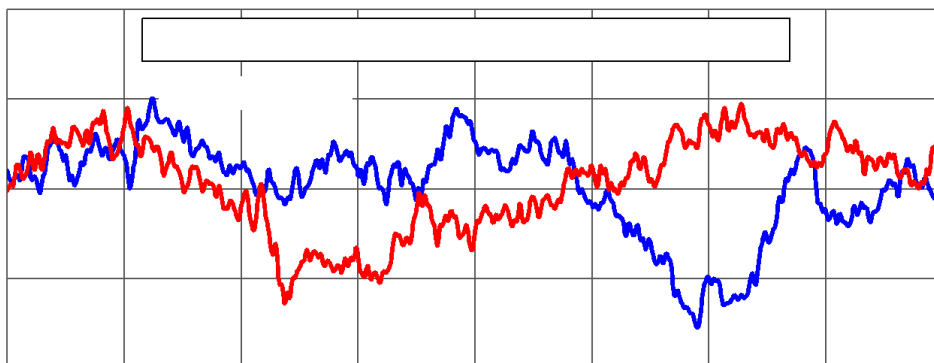


Figura 153 – Perfis de irregularidade para o período correspondente a 13 anos – qualidade do pavimento médio.

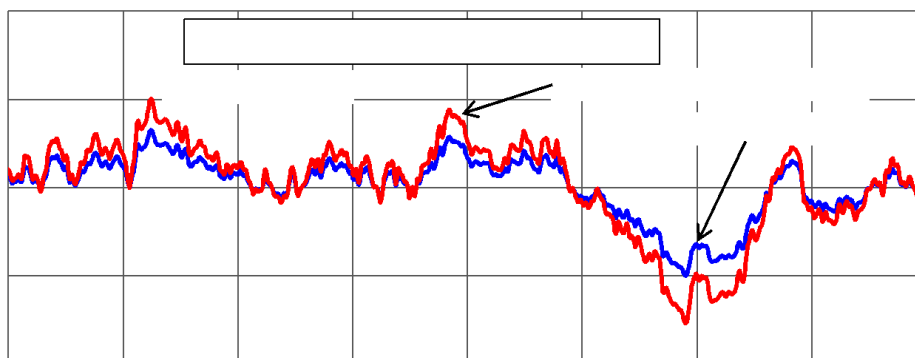


Figura 154 – Comparação entre os perfis de irregularidade com maiores amplitudes dos anos 12 e 13 com qualidade do pavimento médio.

Tal como se pode observar nos gráficos apresentados, as amplitudes dos perfis de irregularidades aumentam ao longo do tempo: sendo o perfil de irregularidade de 13 ano, maior que o de 12 anos. Importa destacar que, o incremento das amplitudes de irregularidades demonstra a importância do processo de avaliação da deterioração progressiva do pavimento ao longo do tempo.

#### 6.5.1 Resultados da determinação do dano individual e acumulado de fadiga

Tal como abordado anteriormente, a avaliação do dano foi realizada tendo em conta as velocidades estudadas, compreendidas entre 10 a 60 m/s. Desse modo, esta avaliação permitiu selecionar as velocidades mais críticas à fadiga, ou seja, as velocidades que provocam maiores amplitudes de variação de tensões e consequentemente maior dano no detalhe. A seguir, apresentam-se na Figura 155 os valores do dano em função de cada velocidade de passagem do veículo sobre a ponte em forma de espectro, conforme as recomendações da IIW (2016).

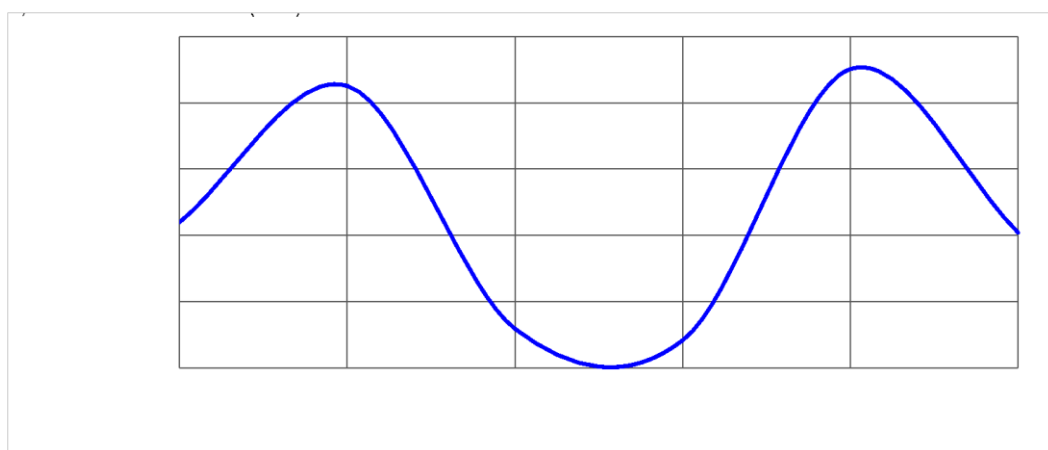


Figura 155 – Espectro do dano em função da velocidade do veículo conforme IIW (2016).

Tal como apresentado nas respostas das Figuras 147 a 150, torna-se notável que as velocidades que provocam as máximas amplificações ou amplitudes de tensão (20 e 50 m/s) são as mesmas que provocam os maiores picos de dano observados. Nos próximos dois parágrafos são explicadas e apresentadas as tabelas dos valores de dano provocado pela passagem de veículo sobre a ponte, considerando as seis velocidades.

A Tabela 25 apresenta os resultados dos danos individuais e acumulado, tendo em conta a variação de velocidade (10 a 60 m/s), em intervalos discretos de 10 m/s, para avaliação do dano no detalhe de projeto. Nesse contexto, ressalta-se que os resultados em questão estão relacionados com a situação que considera a deterioração progressiva do pavimento em um período de renovação de 14 anos, em intervalos discretos de um em um ano (1 a 14 anos), caracterizando a mudança de classificação de RRC com incremento de tráfego igual a zero ( $\alpha = 0\%$ ).

A partir das tensões *hot-spot* transientes obtidas no detalhe (Detalhe A) do submodelo em elementos finitos para cada velocidade de passagem do veículo foi possível obter o dano para cada ano, isso com o auxílio da ferramenta de cálculo de dano por fadiga [Alencar & Correia (2016)], considerando a resistência à fadiga característica para amplitude constante a 2 milhões de ciclos (FAT) de 90 (FAT90), e o coeficiente de vida segura de 1,4 ( $\gamma_{Mf}$ ); e em seguida, por via de uma planilha Excel, calculou-se o dano acumulado conforme apresentado na Figura 151.

Tabela 25 – Estimativa da vida à fadiga para diferentes velocidades de passagens.

Dano individual de fadiga devido a cada passagem de veículo								Dano por ano	Dano acumulado
Tempo (anos)	RRC ( $\alpha = 0\%$ )	Velocidade (m/s)							
		10	20	30	40	50	60		
1	2,1E-06	1,9E-08	1,4E-07	1,1E-08	1,6E-08	1,5E-07	1,7E-07	4,4E-03	4,38E-03
2	2,1E-06	2,0E-08	3,2E-08	1,4E-08	1,2E-08	1,3E-08	1,5E-08	1,4E-03	5,82E-03
3	2,1E-06	6,1E-08	1,4E-08	2,3E-08	1,9E-08	4,0E-08	2,5E-08	1,7E-03	7,55E-03
4	2,2E-06	1,1E-07	2,2E-08	2,3E-08	2,0E-08	1,6E-08	2,4E-08	2,8E-03	1,03E-02
5	2,3E-06	1,2E-07	1,3E-07	1,1E-08	2,6E-08	1,8E-08	2,5E-08	5,8E-03	1,61E-02
6	2,4E-06	4,3E-08	2,5E-08	3,2E-08	3,2E-08	5,5E-08	3,1E-08	1,8E-03	1,79E-02
7	2,7E-06	2,9E-08	3,2E-08	5,6E-08	2,4E-08	2,7E-08	3,2E-08	2,1E-03	2,00E-02
8	3,2E-06	3,0E-07	4,5E-08	6,3E-08	4,0E-08	5,2E-08	5,5E-08	7,3E-03	2,73E-02
9	4,1E-06	1,0E-07	2,6E-08	1,3E-08	4,2E-08	2,3E-07	1,1E-07	2,7E-03	3,00E-02
10	6,1E-06	1,5E-07	1,5E-08	3,2E-08	5,4E-08	1,5E-06	2,5E-07	3,5E-03	3,35E-02
11	1,1E-05	4,2E-07	4,3E-07	2,1E-07	2,0E-07	4,3E-07	2,0E-07	2,2E-02	5,56E-02
12	2,2E-05	1,1E-06	2,1E-06	2,9E-07	2,1E-07	2,3E-06	1,0E-06	8,3E-02	1,38E-01
13	5,2E-05	2,0E-05	1,9E-05	1,0E-06	1,1E-06	1,5E-05	1,1E-06	8,9E-01	1,03E+00
14	2,1E-06	1,9E-08	1,4E-07	1,1E-08	1,6E-08	1,5E-07	1,7E-07	4,4E-03	1,03E+00

Observa-se que, considerando o Projeto I (PINHO; BELLEI, 2007) com espessura da alma de 9,5 mm com tráfego do Projeto II (PINHO; BELLEI, 2020), a vida do detalhe analisado exigiria uma renovação a cada 14 anos. Desse modo, se pode dizer que a realização da renovação exatamente no 14º ano pode comprometer a vida útil do detalhe tendo em vista que se trata do ano “limite” de operação do detalhe. Portanto, entende-se que no caso de se renovar um ano antes do tempo limite da vida do detalhe (14 anos), ou seja renovar no 13º ano, a vida do mesmo (detalhe) aumenta ao ponto de estar dentro do intervalo recomendável encontrados na prática de estudos destes tipos de detalhes, isso de acordo com a vida útil de pontes requeridas pelas normas de projetos. Vale destacar que, o limite da vida do detalhe correspondente a 14 anos consiste em um limite razoável tendo em vista que o mesmo é de certo modo respaldado em diversos trabalhos de pesquisas, sobretudo pela base desenvolvida por Yokoyama & Miki (2017), que permite deduzir de forma interessante a relação entre as causas de crescimento de trinca por fadiga e os anos de serviço desde a data de detecção da trinca, conforme ilustrado na Figura 216.

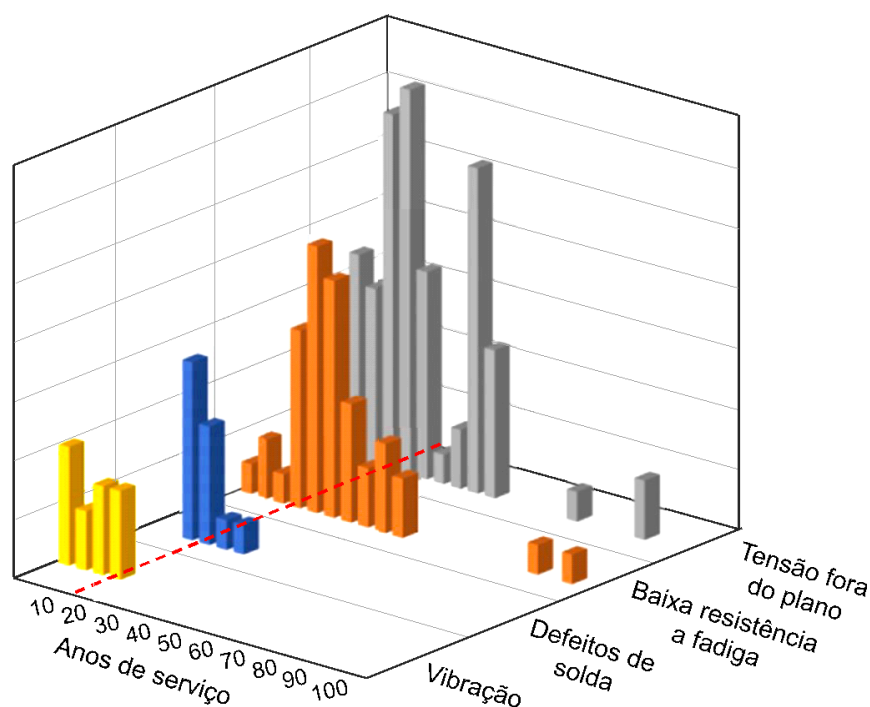


Figura 156 – Relação entre os anos de serviço/operacão e causas de fadiga [adaptado de Yokoyama & Miki (2017)].

Entretanto, a partir deste gráfico ilustrado na figura anterior (Figura 156), observa-se que a vibração em pontes consiste em uma das causas de trincas por

fadiga, com maior probabilidade de ocorrência nos primeiros anos de operação das obras de arte. No caso das trincas de fadiga causadas por defeitos de solda em detalhes de pontes de aço e mistas, estas, são normalmente descobertas durante os primeiros anos de operação. Quanto aos danos (detectados) por causas relacionadas à baixa resistência à fadiga e tensões secundárias, estes tendem a atingir o pico (máximo) em um período compreendido entre 15 a 26 anos de serviço.

Em seguida é apresentado na Tabela 26 as respostas dos danos individuais e acumulado de fadiga devido à passagem de veículo, considerando a renovação do pavimento no 13º ano, resultando, portanto, em um tempo de vida útil do detalhe de 94 anos. Vale destacar que, ao ser realizada a manutenção (renovação) no pavimento em um período antes de atingir a qualidade ruim, ou seja, renovar no 13º ano, a vida da ponte é estendida em quase sete vezes a vida de 14 anos, que corresponde a aproximadamente 671% de aumento de tempo de vida útil.

Tabela 26 – Estimativa de dano acumulado de fadiga devido a passagens.

Dano individual de fadiga devido a cada passagem de veículo								Dano por ano	Dano acumulado
Tempo (anos)	RRC ( $\alpha = 0\%$ )	Velocidade (m/s)							
		10	20	30	40	50	60		
1	2,1E-06	1,9E-08	1,4E-07	1,1E-08	1,6E-08	1,5E-07	1,7E-07	4,4E-03	4,38E-03
2	2,1E-06	2,0E-08	3,2E-08	1,4E-08	1,2E-08	1,3E-08	1,5E-08	1,4E-03	5,82E-03
3	2,1E-06	6,1E-08	1,4E-08	2,3E-08	1,9E-08	4,0E-08	2,5E-08	1,7E-03	7,55E-03
4	2,2E-06	1,1E-07	2,2E-08	2,3E-08	2,0E-08	1,6E-08	2,4E-08	2,8E-03	1,03E-02
5	2,3E-06	1,2E-07	1,3E-07	1,1E-08	2,6E-08	1,8E-08	2,5E-08	5,8E-03	1,61E-02
6	2,4E-06	4,3E-08	2,5E-08	3,2E-08	3,2E-08	5,5E-08	3,1E-08	1,8E-03	1,79E-02
7	2,7E-06	2,9E-08	3,2E-08	5,6E-08	2,4E-08	2,7E-08	3,2E-08	2,1E-03	2,00E-02
8	3,2E-06	3,0E-07	4,5E-08	6,3E-08	4,0E-08	5,2E-08	5,5E-08	7,3E-03	2,73E-02
9	4,1E-06	1,0E-07	2,6E-08	1,3E-08	4,2E-08	2,3E-07	1,1E-07	2,7E-03	3,00E-02

Tabela 26 – Estimativa de dano acumulado de fadiga (continuação).



10	6,1E-06	1,5E-07	1,5E-08	3,2E-08	5,4E-08	1,5E-06	2,5E-07	3,5E-03	3,35E-02
11	1,1E-05	4,2E-07	4,3E-07	2,1E-07	2,0E-07	4,3E-07	2,0E-07	2,2E-02	5,56E-02
12	2,2E-05	1,1E-06	2,1E-06	2,9E-07	2,1E-07	2,3E-06	1,0E-06	8,3E-02	1,38E-01
13	2,1E-06	1,9E-08	1,4E-07	1,1E-08	1,6E-08	1,5E-07	1,7E-07	4,4E-03	1,43E-01
14	2,1E-06	2,0E-08	3,2E-08	1,4E-08	1,2E-08	1,3E-08	1,5E-08	1,4E-03	1,44E-01
15	2,1E-06	6,1E-08	1,4E-08	2,3E-08	1,9E-08	4,0E-08	2,5E-08	1,7E-03	1,46E-01
16	2,2E-06	1,1E-07	2,2E-08	2,3E-08	2,0E-08	1,6E-08	2,4E-08	2,8E-03	1,49E-01
17	2,3E-06	1,2E-07	1,3E-07	1,1E-08	2,6E-08	1,8E-08	2,5E-08	5,8E-03	1,55E-01
18	2,4E-06	4,3E-08	2,5E-08	3,2E-08	3,2E-08	5,5E-08	3,1E-08	1,8E-03	1,56E-01
19	2,7E-06	2,9E-08	3,2E-08	5,6E-08	2,4E-08	2,7E-08	3,2E-08	2,1E-03	1,59E-01
20	3,2E-06	3,0E-07	4,5E-08	6,3E-08	4,0E-08	5,2E-08	5,5E-08	7,3E-03	1,66E-01
21	4,1E-06	1,0E-07	2,6E-08	1,3E-08	4,2E-08	2,3E-07	1,1E-07	2,7E-03	1,68E-01
22	6,1E-06	1,5E-07	1,5E-08	3,2E-08	5,4E-08	1,5E-06	2,5E-07	3,5E-03	1,72E-01
23	1,1E-05	4,2E-07	4,3E-07	2,1E-07	2,0E-07	4,3E-07	2,0E-07	2,2E-02	1,94E-01
24	2,2E-05	1,1E-06	2,1E-06	2,9E-07	2,1E-07	2,3E-06	1,0E-06	8,3E-02	2,77E-01
25	2,1E-06	1,9E-08	1,4E-07	1,1E-08	1,6E-08	1,5E-07	1,7E-07	4,4E-03	2,81E-01
26	2,1E-06	2,0E-08	3,2E-08	1,4E-08	1,2E-08	1,3E-08	1,5E-08	1,4E-03	2,83E-01
27	2,1E-06	6,1E-08	1,4E-08	2,3E-08	1,9E-08	4,0E-08	2,5E-08	1,7E-03	2,85E-01
28	2,2E-06	1,1E-07	2,2E-08	2,3E-08	2,0E-08	1,6E-08	2,4E-08	2,8E-03	2,87E-01
29	2,3E-06	1,2E-07	1,3E-07	1,1E-08	2,6E-08	1,8E-08	2,5E-08	5,8E-03	2,93E-01
30	2,4E-06	4,3E-08	2,5E-08	3,2E-08	3,2E-08	5,5E-08	3,1E-08	1,8E-03	2,95E-01
31	2,7E-06	2,9E-08	3,2E-08	5,6E-08	2,4E-08	2,7E-08	3,2E-08	2,1E-03	2,97E-01
32	3,2E-06	3,0E-07	4,5E-08	6,3E-08	4,0E-08	5,2E-08	5,5E-08	7,3E-03	3,04E-01

Tabela 26 – Estimativa de dano acumulado de fadiga (continuação).

33	4,1E-06	1,0E-07	2,6E-08	1,3E-08	4,2E-08	2,3E-07	1,1E-07	2,7E-03	3,07E-01
34	6,1E-06	1,5E-07	1,5E-08	3,2E-08	5,4E-08	1,5E-06	2,5E-07	3,5E-03	3,10E-01
35	1,1E-05	4,2E-07	4,3E-07	2,1E-07	2,0E-07	4,3E-07	2,0E-07	2,2E-02	3,33E-01
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
81	4,1E-06	1,0E-07	2,6E-08	1,3E-08	4,2E-08	2,3E-07	1,1E-07	2,7E-03	8,61E-01
82	6,1E-06	1,5E-07	1,5E-08	3,2E-08	5,4E-08	1,5E-06	2,5E-07	3,5E-03	8,64E-01
83	1,1E-05	4,2E-07	4,3E-07	2,1E-07	2,0E-07	4,3E-07	2,0E-07	2,2E-02	8,87E-01
84	2,2E-05	1,1E-06	2,1E-06	2,9E-07	2,1E-07	2,3E-06	1,0E-06	8,3E-02	9,69E-01
85	2,1E-06	1,9E-08	1,4E-07	1,1E-08	1,6E-08	1,5E-07	1,7E-07	4,4E-03	9,74E-01
86	2,1E-06	2,0E-08	3,2E-08	1,4E-08	1,2E-08	1,3E-08	1,5E-08	1,4E-03	9,75E-01
87	2,1E-06	6,1E-08	1,4E-08	2,3E-08	1,9E-08	4,0E-08	2,5E-08	1,7E-03	9,77E-01
88	2,2E-06	1,1E-07	2,2E-08	2,3E-08	2,0E-08	1,6E-08	2,4E-08	2,8E-03	9,80E-01
89	2,3E-06	1,2E-07	1,3E-07	1,1E-08	2,6E-08	1,8E-08	2,5E-08	5,8E-03	9,86E-01
90	2,4E-06	4,3E-08	2,5E-08	3,2E-08	3,2E-08	5,5E-08	3,1E-08	1,8E-03	9,87E-01
91	2,7E-06	2,9E-08	3,2E-08	5,6E-08	2,4E-08	2,7E-08	3,2E-08	2,1E-03	9,89E-01
92	3,2E-06	3,0E-07	4,5E-08	6,3E-08	4,0E-08	5,2E-08	5,5E-08	7,3E-03	9,97E-01
93	4,1E-06	1,0E-07	2,6E-08	1,3E-08	4,2E-08	2,3E-07	1,1E-07	2,7E-03	9,99E-01
94	6,1E-06	1,5E-07	1,5E-08	3,2E-08	5,4E-08	1,5E-06	2,5E-07	3,5E-03	1,00E+00

## 6.6 Considerações finais

Neste capítulo, foi realizada uma análise de fadiga da ponte rodoviária mista (aço-concreto) tendo em conta as metodologias de análise dinâmica e avaliação de fadiga exposta no capítulo anterior (Capítulo 6). Quantificou-se os danos para cada passagem de veículo padrão de fadiga, tendo em conta a curva de resistência à fadiga característica para amplitude constante a 2 milhões de ciclos FAT90, associada a

juntas ou ligações soldadas. No que tange à filosofia de projeto adotada, considerou-se que o elemento estudado consiste no submodelo que é um detalhe crítico em pontes de aço e mistas, que exigem estudos apurados e minuciosos, pois a sua consequência de falha é elevada podendo provocar problemas graves em pontes. Nesse contexto, adotou-se a filosofia de “vida útil segura”, implicando a utilização do coeficiente de segurança igual a 1,4 ( $\gamma_{Mf} = 1,4$ ).

Foi possível concluir que os valores de amplitude de tensão máxima mais elevados junto ao pé do cordão de solda no detalhe *web-gap* do submodelo foram observados na componente  $\sigma_y$  (vertical), resultando ser, portanto, a direção mais crítica. Além disso, foi possível verificar que as maiores amplitudes de tensões foram provocadas quando da passagem do veículo com velocidade de 50 m/s, tal como é apresentado nos gráficos de espectros de tensão.

Para obter os danos anuais associado ao cenário de tráfego ( $\alpha = 0\%$ ), os valores dos danos para cada passagem foram combinados com a quantidade anual de veículos de fadiga que passam em termos de percentagem de acordo com a distribuição de velocidades adotadas. E o somatório dos danos obtidos nos anos precedentes resultaram nos danos acumulados em cada ano subsequente.

Com base no cenário de crescimento de tráfego assumido, concluiu-se que o detalhe analisado atinge o seu limite de vida à fadiga no 14º ano. Nesse contexto, para o detalhe do submodelo atingir falha por fadiga em 94 anos seria necessário a renovação da estrutura (pavimento) no 13º ano, dado que assim, estar-se-ia a contribuir consideravelmente no aumento da vida da ponte, ao ponto da mesma atingir cerca de 671% de bom desempenho à fadiga.

A partir da análise realizada, obteve-se os valores dos danos individuais e acumulado de fadiga da estrutura com cenários de crescimento anual de tráfego correspondente a 0%. E de acordo com as normas de projetos, verificou-se que o detalhe do submodelo da ponte em estudo, apresenta um comportamento adequado face o fenômeno de fadiga. Sendo que, o tempo de vida à fadiga enquadra-se ao recomendável de acordo sobretudo com a norma de projeto AASTHO, que em sua seção 3 (item 3.6.1.4.2), apresenta as considerações específicas para a verificação à fadiga definindo que o projeto da ponte deve ter uma vida útil no mínimo de 75 anos.

## 7 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

### 7.1 Conclusões

O presente trabalho de pesquisa teve como objetivo principal a investigação do comportamento estrutural dinâmico de pontes rodoviárias de aço e mistas (aço-concreto) e verificação da fadiga quando submetida à ação das cargas dinâmicas provocadas pela passagem de veículos. Considerando-se de antemão que estes sistemas estruturais podem apresentar problemas de fadiga no decorrer da vida útil, a presente tese forneceu contribuições pertinentes correlatas à metodologia baseada em tensões estruturais para serem aplicadas no processo de avaliação de fadiga de pontes rodoviárias soldadas, que podem ser computacionalmente designadas como eficientes. Nesse contexto, foram verificados os efeitos e dano provocado pela ação dinâmica tendo em conta a variação das irregularidades não determinística da pista. Nisso, no decorrer do estudo foi preciso desenvolver a metodologia de análise visando à modelagem numérica das irregularidades não determinísticas definidas de maneira mais realista possível. Em alternativa às abordagens convencionais de análises de tensões (tensões nominais S-N), análise local para a avaliação do fenômeno de fadiga resultou ser a abordagem adotada e proposta na presente tese.

No Capítulo 2, foram descritos os conceitos básicos relacionados ao estudo dos indicadores de qualidade de pavimento (Índice de Rugosidade Internacional e Coeficiente de Rugosidade do Pavimento) de pontes rodoviárias. A revisão bibliográfica centrou-se na avaliação das características que um pavimento deve possuir para garantir a importante função de proteger o subleito das solicitações horizontais e verticais, garantindo o conforto e segurança na via, e na avaliação da influência das irregularidades longitudinais na qualidade de rolamento. A informação teórica compilada serviu de base para o entendimento do desenvolvimento do modelo matemático de deterioração dos pavimentos, visando à consideração dos danos na superfície da pista devido às corrosões e/ou carregamentos.

O desenvolvimento da metodologia de análise do fenômeno de fadiga em sistemas de estruturas metálicas, designadamente os métodos baseados no conceito da acumulação de dano, foi apresentado no Capítulo 3. Expôs-se, as principais

disposições e recomendações existentes na norma europeia EN1993-1-9, IIW e na norma americana AASHTO relativas ao estudo da fadiga. Separadamente, evidenciaram-se as particularidades de cada norma relativamente às curvas de Wöhler e determinadas abordagens regulamentares face às exigências dos materiais sujeitos a números de ciclos de tensão elevados. O processo de avaliação de fadiga em juntas soldadas com base na abordagem de tensões nominais foi discutido de maneira detalhada e crítica. Observaram-se certas limitações no método de tensão nominal que serviram de base para fundamentar que este método não deve ser usado para dar respostas definitivas e/ou mais reais para estimativa da vida à fadiga. Foi referido o método de contagem de ciclos de tensão (método *Rainflow*), que permite estimar a vida em fadiga de um componente estrutural com base na realização da avaliação dos espectros de tensões provocadas pelo tráfego rodoviário.

No Capítulo 4, apresentou-se os estudos voltados à avaliação de fadiga em detalhes de juntas soldadas com base em abordagens de tensões *hot-spot* (tensões locais), onde foram descritos os conceitos básicos relacionados à metodologia de tensão *hot-spot*. Validou-se o método de tensão *hot-spot* para análise de detalhes de pontes típicas rodoviárias de aço e mistas. A aplicação dessa metodologia permitiu superar as limitações apresentadas pela metodologia descrita no capítulo anterior (tensão nominal). Ou seja, foi possível realizar a avaliação estrutural em detalhes de pontes não classificados/padronizados pelas normas de projetos, assim como em conexões complexas e até mesmo detalhes com incidência de tensões multiaxiais. A validação da metodologia foi realizada com base na norma IIW, já que é a mesma onde fornece as recomendações mais abrangentes a se ter em conta para a aplicação do método estrutural de tensão em questão, que entre as quais estão sobretudo; o tipo de elemento, tamanho do elemento e os pontos de referência.

Verificou-se, por intermédio da literatura que está sendo avaliado o procedimento mais detalhado de resolução utilizando o método de tensão *hot-spot* de modo a ser proposto e conseqüentemente incluído nas próximas revisões de alguns normas de projetos, tendo em vista que, todavia, há muito pouca orientação voltada ao ensino de como aplicar o método *hot-spot* de maneira simplificada. A aplicação do método é bastante útil sobretudo para estimar possíveis locais de iniciação de trincas por fadiga, isso porque, o mesmo possui forte ligação com os métodos experimentais no que concerne à avaliação de detalhes críticos de ponte, ou seja, o método permite estabelecer uma ligação mais precisa entre análise experimental e em elementos

finitos. Antes mesmo, do método ser validado para pontes de aço e mistas, importa referir que o mesmo foi validado com a reavaliação de um número incontável de corpos de prova testados, na indústria e na prática diária de projeto de estruturas *offshore*.

A validação do método *hot-spot*, na presente pesquisa fundamentou-se em aplicar o método em um detalhe crítico no centro da ponte (alma-enrijecedor) submetido a solicitações de fadiga induzida por distorção, que é muito frequente nas almas das longarinas devido à sua baixa espessura e alta flexibilidade em relação aos demais elementos. Esta validação consistiu em um passo necessário para a aplicação do método em casos de estudos de pontes reais sujeitas a tráfego real e carregamentos de amplitudes variáveis.

Tendo-se como foco a comparação em termos de comportamento estrutural entre o Projeto I e Projeto II de pontes rodoviárias manifestas no Manual de Pontes e Viadutos em Vigas Metálicas do Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA), na primeira e segunda edição respectivamente, realizou-se a modelagem numérica tridimensional de elementos finitos de ambos os modelos com auxílio do programa ANSYS e foi descrito no Capítulo 5. Os dois modelos em questão foram concebidos, envolvendo a modelagem dos tabuleiros, das vigas, dos diafragmas, dos enrijecedores, e dos demais elementos estruturais das obras de arte, de forma a representar as pontes típicas mistas (aço-concreto) sob ação de tráfego rodoviário: o primeiro e o segundo projeto, ambos possuem a mesma longitude de 40 m, e larguras de 13 m e 12,8 m, respectivamente. Além disso, foram consideradas as demais diferenças, tais como: as alturas das longarinas de 2 m e 1,90 m, as espessuras das almas 9,5 mm e 12,5 mm, respectivamente; assim como também as modificações dos diafragmas das extremidades (nos apoios) do tipo “X” para o tipo “K” invertido. Quanto às características físicas dos materiais, considerou-se principalmente as diferenças observadas na resistência ao escoamento, na resistência à ruptura, no módulo de elasticidade e no peso específico do aço.

Embora se tenha observado as diferenças supracitadas, ainda assim, ambos os projetos possuem proporções volumétricas gerais padrão (iguais), que podem ser adotados como bons representantes para projetos de pontes mistas (aço-concreto) simplesmente apoiadas reais, tendo em vista as suas correspondências quanto às expectativas de análises e resultados. Conforme foram estudados os modelos, um dos aspectos ressaltantes no comportamento estrutural foi a influência da distribuição

dos diafragmas nos apoios, a variação da espessura e a distribuição dos enrijecedores nas longarinas. Ou seja, foi demonstrado que o projeto com maior espessura da alma 12,5 mm (Projeto II), para além de aumentar o consumo do aço e conseqüentemente à resistência à flambagem da viga, diminuiu qualitativamente a significância das tensões nominais atuantes.

E quanto à análise modal dos modelos numéricos, embora resultassem bastante parecidas em termos de comportamento, esta permitiu perceber que os primeiros 6 modos de vibração identificados são essencialmente de carácter global com frequências compreendidas entre: flexão vertical (longitudinal) entre 2,538 Hz e 8,252 Hz; flexão lateral das vigas 5,342 Hz e 10,138 Hz; e torção axial 3,134 Hz e 9,273 Hz.

O processo de validação dos modelos numéricos tridimensionais desenvolvidos foram realizados com base na comparação das frequências naturais e do tipo de vibração com os identificados nos trabalhos de pesquisas sobre avaliações numéricas de pontes rodoviárias, realizadas anteriormente por diferentes autores e em relação aos quais apresentam uma diferença percentual inferior a 1%. Sendo assim, selecionou-se o primeiro projeto (Projeto I) como modelo para o cumprimento dos objetivos do presente trabalho de pesquisa, já que se mostrou bastante viável para a realização da análise e/ou a determinação dos danos de fadiga nos detalhes das juntas soldadas, provocadas pelas cargas dinâmicas provenientes do volume de tráfego, e em sequência, estimar a vida útil.

O desenvolvimento da metodologia para a análise quasi-estática, a análise dinâmica e avaliação à fadiga, considerando o fenômeno de interação veículo-estrutura, foi apresentado no Capítulo 6. Neste capítulo, foram revistas as principais bases teóricas da análise dinâmica de estruturas, tendo-se dado especial atenção às particularidades destas análises quando utilizadas em pontes rodoviárias mistas (aço-concreto). Foi realizada uma breve referência aos métodos clássicos de resolução das equações de equilíbrio dinâmico e descrito o método das cargas móveis no contexto da simulação da passagem de veículos sobre as pontes rodoviárias. Revisou-se os fundamentos da análise de fadiga com base nos métodos relevantes disponíveis nos códigos de projeto, tais como, o método de tensão nominal global e o método de tensão *hot-spot*. E tal como referido, no presente estudo, o método de tensão *hot-spot* foi extensivamente estudado, revisado e criticado, apontando as vantagens e as deficiências em relação à abordagem global-nominal. Para tanto, foi apresentado e

explicado um fluxograma detalhado com os caminhos para a aplicação do método de tensão *hot-spot*.

Ainda neste capítulo, foi descrito o veículo de fadiga HL-93 utilizado para o estudo da análise dinâmica da ponte, assim como o seu modelo numérico tridimensional de elementos finitos, modelado na forma simplificada tendo em conta as suas propriedades físicas e mecânicas obtidas na literatura. Com base na análise modal realizada, foram identificados os 9 primeiros modos verticais e torcionais, com frequências compreendidas entre 0,930 Hz a 20,715 Hz.

Em seguida, foi feita uma descrição da ferramenta computacional, denominada VBI - *Vehicle Bridge Interaction*, detentor de um algoritmo de contato que permite simular a interação veículo-estrutura em modelos de elementos finitos, realçando desta forma uma metodologia com potencial elevado para uma avaliação mais rigorosa dos efeitos dinâmicos provocados pelo tráfego tendo em conta a irregularidade aleatória da pista. Esta ferramenta computacional VBI, que é derivada da aplicação computacional TBI – *Train Bridge Interaction*, concebida pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, foi desenvolvida em ambiente MATLAB, considera os dois modelos (veículo-ponte), modelados de forma independente e atende à sua interação dinâmica por intermédio de uma metodologia iterativa.

A ferramenta computacional VBI incluiu um conjunto de aspetos inovadores que o distinguem de outros programas, tais como: i) a implementação de uma interligação eficiente entre os programas MATLAB e ANSYS; ii) a possibilidade de considerar outras/novas metodologias na resolução das equações de equilíbrio dinâmico do veículo e da ponte; iii) a possibilidade de considerar o sistema dinâmico com um ou vários veículos com espaçamentos variados; iv) implementação da geração aleatória de irregularidade da pista. Quanto às metodologias de resolução do problema dinâmico, importa ressaltar que o desgaste computacional é bastante reduzido, ou seja, o ganho de eficiência computacional conseguido com a resolução do modelo ponte através do método da sobreposição modal e, a resolução do sistema de equações do modelo do veículo, por intermédio do método de integração direta.

O desenvolvimento do VBI viabilizou a realização de análises dinâmicas de modelos numéricos com interação veículo-estrutura de grandes dimensões e de elevada complexidade, que de outro modo, em programas de cálculo comerciais, não poderiam ser efetuadas, ou seriam efetuadas, mas com desgaste computacional bastante elevados.



No Capítulo 7 são apresentados os resultados das análises quasi-estática e das análises dinâmicas com interação veículo-estrutura considerando a passagem do veículo padrão de fadiga, no modelo global e no submodelo. Onde as respostas nas análises dinâmicas foram obtidas tendo em conta a qualidade da pista excelente. As respostas quasi-estáticas e dinâmicas foram avaliadas em termos de deslocamentos no centro ( $\frac{1}{2}$  do vão) e a  $\frac{1}{4}$  do vão do tabuleiro e das vigas respectivamente, sendo as regiões mais críticas com os valores máximos. E as respostas em termos de tensões, estas foram avaliadas no centro ( $\frac{1}{2}$ ) do vão, ou seja, no centro do modelo global e no submodelo localizado na região do centro do vão. Dada a comparação dos resultados com intuito de validar as respostas advindas de ambas as análises, concluiu-se que os mesmos resultaram ser parecidos com uma diferença percentual de cerca de 5% para os deslocamentos e cerca de 13% e 10% para as tensões no modelo global e submodelo, respectivamente.

Entretanto, partindo da premissa da avaliação do fenômeno de fadiga no detalhe do submodelo e da quantificação dos danos tendo em conta a curva de resistência à fadiga característica para amplitude constante a 2 milhões de ciclos FAT90 associada a juntas soldadas e à vida útil segura com coeficiente de segurança igual a 1,4, foi possível concluir que os valores de amplitude de tensão máxima mais elevados no detalhe *web-gap* foram observados na componente  $\sigma_y$ , resultando ser, portanto, a direção mais crítica do detalhe. Além disso, verificou-se que as maiores amplitudes de tensões foram provocadas quando da passagem do veículo com velocidade de 50 m/s, tal como é apresentado nos gráficos de espectros de tensão.

Apesar de não ser muito utilizado nas obras correntes de Engenharia Civil, o método de tensão *hot-spot*, deve ser tomado como uma das principais ilações na presente pesquisa, pois com os programas computacionais de cálculo que hoje existem, torna-se praticamente intuitiva a aplicação deste método, sobretudo em problemas com elevadas complexidades em termos de detalhes com juntas soldadas.

A utilização do submodelo na análise transiente com base na interpolação do campo de deslocamento observado no modelo favoreceu sobretudo na redução de tempo de cálculo ou ganho computacional. Nesse contexto, foi possível determinar as tensões locais com elevado grau de precisão a partir dos nós em volta da região mais crítica, sem ser preciso modificar o modelo global. Embora se tenha demorado, dadas as muitas análises estáticas executadas no submodelo de acordo com número dos modos (que neste caso foram 90), vale referir que estas análises foram feitas somente

uma vez, caracterizando, portanto, a resposta modal. Nisso, mesmo com a imposição dos diferentes carregamentos, da variação das velocidades de passagens, não foi necessário repetir a análise, utilizando-se, portanto, a mesma resposta obtida.

Os danos anuais associados ao cenário de crescimento de tráfego de 0%, foram determinados com base na combinação da quantidade anual de veículos de fadiga que passam, isso em termos de percentagem de acordo com a distribuição de velocidades adotadas. E o somatório dos danos obtidos nos anos precedentes resultaram nos danos acumulados em cada ano subsequente. Foi verificado que, o detalhe analisado atingiu o seu limite de vida à fadiga no 14º ano. Nesse contexto, para o mesmo detalhe do submodelo atingir falha por fadiga em 94 anos foi necessário propor que a renovação do pavimento que fosse levada a cabo no 13º ano, dado que assim, estar-se-ia a contribuir consideravelmente no aumento da vida da ponte, ao ponto da mesma estender-se em cerca de 671% de bom desempenho à fadiga.

Quanto à resposta da estrutura, a principal conclusão prende-se com a necessidade de ter em consideração os fenômenos de fadiga em detalhes de juntas soldadas. Sendo que, de acordo com as normas de projetos, no presente estudo verificou-se que o detalhe do submodelo da ponte em questão, apresentou um comportamento adequado face ao fenômeno de fadiga. Dado que o tempo de vida se enquadra ao recomendado pelas normas, sobretudo a norma de projeto AASTHO, que em sua seção 3 (item 3.6.1.4.2), apresenta as considerações específicas para a verificação à fadiga, definindo que o projeto da ponte deve ter uma vida útil no mínimo de 75 anos.

## **7.2 Sugestões para trabalhos futuros**

No decorrer da realização do presente trabalho de pesquisa foram surgindo diversas perspectivas de investigação que merecem de certo modo, uma atenção futura. Portanto, alguns tópicos de pesquisa relevantes que podem ser desenvolvidos a posteriori correlatos à pesquisa desenvolvida na presente tese, são descritos a seguir alguns exemplos:

- Avaliar a vida em fadiga de outros componentes que compõem os sistemas estruturais das pontes mistas, utilizando a metodologia de cargas móveis e a metodologia com interação dinâmica veículo-estrutura;
- Avaliar a vida em fadiga de outros componentes estruturais da ponte considerando carregamentos dinâmicos reais com diferentes veículos, considerando a irregularidade aleatória e o efeito da deterioração progressiva da pista;
- Desenvolver um extenso estudo paramétrico das pontes, considerando a modificação da qualidade do pavimento no decorrer do tempo, aumentar a quantidade de veículos, variar os tipos de veículos, aumentar o intervalo da variação das velocidades dos veículos;
- Realizar um extenso tratamento estatístico sobre o comportamento dinâmico não determinístico de pontes rodoviárias submetidas ao tráfego de veículos sobre o pavimento irregular, considerando-se o efeito da deterioração da pista ao longo do tempo, de modo a prever os possíveis cenários de tráfego e traduzir os valores dos danos em tempo de vida útil;
- Analisar a sensibilidade da variação do passo de tempo a ser considerado no processo de análise com superposição modal para a determinação do dano à fadiga para diferentes detalhes estruturais soldados do sistema estrutural;
- Realizar monitorações dinâmicas da vida em fadiga de componentes estruturais de pontes rodoviárias de aço e mistas, de maneira a refinar a abordagem da metodologia de análise computacional (*hot-spot*) desenvolvida na presente pesquisa, e comparar com abordagem experimental.

## REFERÊNCIAS

AASHTO. AASHTO Guide for Design of Pavement Structures American Association of State Highway and Transportation Officials, , 1993.

AASHTO. Standards Specifications for Highway Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). [s.l.] Aashto, 1996.

AASHTO. AASHTO Load and Resistance Factor Design bridge design specifications AASHTO Washington, DC American Association of State Highway and Transportation Officials, , 2014a.

AASHTO. AASHTO LRFD Bridge design specifications. 7th ed. 7th Ed. ed. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014b.

AASHTO, L. Bridge design specifications. American association of state highway and transportation officials, Washington, DC, 2002.

ALENCAR, G. et al. Fatigue Assessment of Approach Viaducts of the New Sado River Railway Crossing. Proceedings of IRF 2016: New trends on Integrity, Reliability and Failure, v. 1, n. July, p. 1–17, 2016.

ALENCAR, G. et al. Fatigue life evaluation of a composite steel-concrete roadway bridge through the hot-spot stress method considering progressive pavement deterioration. Engineering Structures, v. 166, n. March, p. 46–61, 2018a.

ALENCAR, G. et al. Fatigue assessment of a high-speed railway composite steel-concrete bridge by the hot-spot stress method. International Journal of Structural Integrity, 2018b.

ALENCAR, G. et al. Fatigue life evaluation of a composite steel-concrete roadway bridge through the hot-spot stress method considering progressive pavement deterioration. Engineering Structures, v. 166, p. 46–61, 2018c.

ALENCAR, G. et al. Fatigue cracking of welded railway bridges: A review. Engineering Failure Analysis, v. 104, p. 154–176, 2019.

ALENCAR, G. et al. A finite element post-processor for fatigue assessment of welded structures based on the Master SN curve method. *International Journal of Fatigue*, p. 106482, 2021.

ALENCAR, G.; CORREIA, J. A. F. O. A user-friendly tool for fatigue assessment of steel structures according to Eurocode 3. *New Trends on Integrity, Reliability and Failure. Anais...Porto, Portugal: IRF 2016 - 5th International Conference on Integrity, Reliability and Failure*, 2016.

ALENCAR, G.; DE JESUS, A.; CALÇADA, R. Structural stress-based methodologies for fatigue assessment of welded railway bridges. Porto: University of Porto, 2021.

ALENCAR, G. S. Análise dinâmica e verificação à fadiga de obras de arte rodoviárias mistas (aço-concreto) submetidas ao tráfego de veículos sobre o pavimento irregular Rio de Janeiro. [s.l.] Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2015.

ALMEIDA, R. S. DE. Análise de vibrações em pontes rodoviárias induzidas pelo tráfego de veículos sobre pavimentos irregulares. 2006.

ALVES, E. G.; FRAGA, F. E. N. Fadiga de baixo ciclo: uma revisão da literatura. 2018.

AMORIM, A. B. Avaliação da resposta dinâmica de pontes rodoviárias com pavimentos irregulares e comparação com a metodologia de projeto proposta pela NBR 7187 Dissertação (Mestrado)-Curso de Engenharia Civil , 2007.

ANDERSON, T. L.; ANDERSON, T. Fracture mechanics: fundamentals and applications. 2005. CRC press, Taylor and Francis Group, ISBN, v. 10, p. 0–8493, 2005.

ANGELO, L. D.; NUSSBAUMER, A. Reliability based fatigue assessment of existing motorway bridge. v. 57, p. 35–42, 2015.

ANSYS. Advanced Analysis Techniques Guide. Release 20.0 Documentation for ANSYS. ANSYS, Inc., 2017.

ARRIAGA, M. C.; GARNICA, P.; RICO, A. Índice Internacional de Rugosidad en la Red carretera de México. Queretano, Mexico: Publicación Técnica, n. 108, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, N. 16694 : 2020. Projeto de Pontes Rodoviárias de Aço e Mistras de Aço e Concreto. 2020.

ASTM, E. Standard Practices for Cycle Counting in Fatigue Analysis ASTM E1049 – 85, 2005.

ASTM E1049-85. ASTM E-1049-85. Standard Practices for Cycle Counting in Fatigue Analysis.

AUDET, C.; KOKKOLARAS, M. Blackbox and derivative-free optimization: theory, algorithms and applications. *Optimization and Engineering*, v. 17, n. 1, p. 1–2, 2016.

ÁVILA, B. V. Avaliação de dano por fadiga baseado na abordagem das tensões de hot-spot em juntas tubulares KT offshore. [s.l.] UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS, 2021.

AYGÜL, M. et al. A comparative study of different fatigue failure assessments of welded bridge details. *International Journal of Fatigue*, v. 49, p. 62–72, 2013.

BADILLA, G.; ELIZONDO, F.; BARRANTES, R. Determinación de un Procedimiento de Ensayo para el Cálculo del IRI. Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales, Universidad de Costa Rica. San José, Costa Rica, 2008.

BAO-TONG, M.; LAIRD, C. Overview of fatigue behavior in copper single crystals—II. Population, size distribution and growth kinetics of Stage I cracks for tests at constant strain amplitude. *Acta Metallurgica*, v. 37, n. 2, p. 337–348, 1989.

BAPTISTA, C.; REIS, A.; NUSSBAUMER, A. Probabilistic S-N curves for constant and variable amplitude. *International Journal of Fatigue*, v. 101, p. 312–327, 2017.

BATTISTA, R. C.; PFEIL, M. S. Enhancing the fatigue life of Rio-Niteroi bridge's orthotropic steel deck. *Proceedings of the IABSE Symposium. Anais...* 1999.

BERNUCCI, L. B. et al. Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros. Rio de Janeiro, v. 504, p. 27, 2008.

BIJLAARD, F. S. K. Eurocode 3: Design of steel structures-part 1-9: fatigue. *International symposium on fatigue and fracture of steel structures 2007*, Singapore.

Anais...Nanyang Technological University, 2008.

BRANCO, C. M. FERNANDES, A. A. CASTRO, P. M. S. T. Fadiga de Estruturas Soldadas. 2a edição ed. 2020.

BRANCO, C. M.; FERNANDES, A. A.; CASTRO, P. M. S. T. DE. Fadiga de Estruturas Soldadas. 2nd editio ed. Lisboa: Fundação Calouste Gulbenkian, 1999.

CAI, C. S.; CHEN, S. R. Framework of vehicle–bridge–wind dynamic analysis. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 92, n. 7–8, p. 579–607, 2004.

CALÇADA, R. A. B. Avaliação experimental e numérica de efeitos dinâmicos de cargas de tráfego em pontes rodoviárias. 2001.

CALLISTER, W. J. Ciência e Engenharia de Materiais: uma introdução. Ed. LTC, Rio de Janeiro, 2012.

CAMPBELL, F. C. Elements of metallurgy and engineering alloys. [s.l.] ASM International, 2008.

CHOPRA, A. K. Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ. New Jersey, 2007.

CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. Dynamics of Structures,. [s.l.] McGraw-Hill, 2003.

CONNOR, R. J.; LLOYD, J. B. Maintenance Actions to Address Fatigue Cracking in Steel Bridge Structures: Proposed Guidelines and Commentary. Health Education Journal, v. 74, n. 3, p. 351–363, 2017.

CORREA, W. L. Controle das Vibrações Induzidas pela Interação Dinâmica entre Trens-Trilhos-Dormentes-Estrutura de Aço de Pontes Ferroviárias. Control of vibration induced by the dynamic interaction of railcars-rail-sleepers-steel structure of railway bridges][Doctoral de ponte D, v. 3, 2008.

COTRIM, L. R. A Ponte estaiada Octávio Frias de Oliveira na construção de sentidos para para a cidade de São Paulo. [s.l.] Pontifícia Universidade Católica de São Paulo, 2013.

CRUZ, L. C. B. Avaliação do comportamento de uma ponte metálica centenária sujeita

à ação de tráfego ferroviário ligeiro. 2015.

CULLIMORE, M. S. G.; WEBBER, D. Analysis of heavy girder bridge fatigue failures. *Engineering Failure Analysis*, v. 7, p. 24, 2000.

DA ROCHA VIEIRA, P. C. S. et al. Análise da relação entre estrutura e design de duas pontes de Robert Maillart utilizando o software Ansys. *Revista Interdisciplinar de Pesquisa em Engenharia*, v. 2, n. 24, p. 164–183, 2016.

DA ROSA, E. *Análise de Resistência Mecânica (Mecânica da Fratura e Fadiga)*. Santa Catarina: 2018.

DA SILVA, A. C. S. Estudo do comportamento dinâmico de pontes rodoviárias mediante avaliação da deterioração progressiva do pavimento. [s.l.] Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2020.

DA SILVA, H. N. T.; DE SOUSA, W. L. D. Análise visual e estudo das manifestações patológicas da ponte senador Fábio Lucena. p. 1–16, 2018.

DA SILVA, I. A. R. Modelagem do Comportamento Dinâmico e Análise de Fadiga de Pontes Rodoviárias Mistas (aço-concreto). [s.l.] Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2014.

DE OLIVEIRA, L. E. A. Investigação numérica do efeito do atrito na interface aço-concreto para o dimensionamento à fadiga de conectores de cisalhamento em pontes mistas. [s.l.] Universidade Federal de Sergipe, 2020.

DENG, L.; CAI, C. S. Development of dynamic impact factor for performance evaluation of existing multi-girder concrete bridges. *Engineering Structures*, v. 32, n. 1, p. 21–31, 2010.

DENG, L.; WANG, W.; CAI, C. S. Effect of pavement maintenance cycle on the fatigue reliability of simply-supported steel I-girder bridges under dynamic vehicle loading. *Engineering Structures*, v. 133, p. 124–132, 2017.

DEXTER, R. J.; OCEL, J. M. Manual for Repair and Retrofit of Fatigue Cracks in Steel Bridges. The Federal Highway Administration, n. March, p. 134, 2013.



DNIT/TER-005. Defeitos nos Pavimentos Flexíveis e Semi-Rígidos. [s.l.] SciELO Brasil, 2003.

DNIT, B. Manual de projeto geométrico de travessias urbanas. Rio de Janeiro: DNIT– Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2009.

DNIT, D. N. D. I. D. T. Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos. Diretoria Executiva. Instituto de Pesquisas Rodoviárias Rio de Janeiro, , 2006.

DODDS, C. J.; ROBSON, J. D. The description of road surface roughness. J. of Sound and Vibration, v. 31, n. 2, p. 175–183, 1973.

DONG, P. A structural stress definition and numerical implementation for fatigue analysis of welded joints. International Journal of Fatigue, v. 23, n. 10, p. 865–876, 2001.

DOUANGPHACHANH, V. The Development of a Simple Method for Network-wide Road Surface Roughness Condition Estimation and Monitoring Using Smartphone Sensors. 2014.

DOWLING, N. E. Mechanical Behavior of Materials eBook: International Edition. [s.l.] Pearson Higher Ed, 2013.

EN 1991-2. Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges Brussels CEN, , 2003.

EN 1993-1-9. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue Brussels CEN, , 2005.

ESDEP. European Steel Design Education Program, the ESDEP Society - Course Notes - WG 12: Fatigue London, UK The Steel Construction Institute, , 1995.

EUROCODE 3. Fatigue Strength of steel rules. European Committee for Standardisation. [s.l.] Woodhead publishing, 2003.

FAKURY, R. H.; SILVA, A. L. R. C.; CALDAS, R. B. Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto. São Paulo: Person Education do Brasil, 2016.

FARIAS, M. M.; SOUZA, R. O. Irregularidade Longitudinal e sua influência na Avaliação Funcional de Pavimentos. VII Encontro Nacional de Conservação Rodoviária, 2002.

FERREIRA, G., ALENCAR, G., SILVA, J.G.S., JESUS, A., C. R. Avaliação à fadiga de um viaduto ferroviário misto (aço-concreto) sob tráfego de alta velocidade pelo método das tensões hot-spot. XI Portuguese Congress on Steel and Composite Construction–CMM 2017. Anais...CMM, 2017.

FERREIRA, G. C. Análise À Fadiga De Um Viaduto Ferróviario Para Tráfego De Comboios De Alta Velocidade. Environ. Sci. Technol., v. 51, n. 9, p. 4735–4737, 2017.

FHWA, F. H. A. Guide to LTPP traffic data collection and processing Federal Highway Administration, Office of Infrastructure Research ..., , 2001.

FISHER et al. Distortion-Induced Fatigue Cracking in Steel Bridges. National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) Report 336, National Transportation Research Board, p. Washington, D. C, 1990a.

FISHER et al. Distortion-Induced Fatigue Cracking in Steel Bridges. [s.l.] Transportation Research Board, 1990b. v. 336

FISHER, J. W. et al. Effect of weldments on the fatigue strength of steel beams. Bethlehem, PA: Fritz Engineering Laboratory, NCHRP report no. 334.2, 1970.

FISHER, J. W. et al. Fatigue strength of steel beams with welded stiffeners and attachments. NCHRP report, n. 147, 1974.

FISHER, J. W. et al. Fatigue behavior of full-scale welded bridge attachments, Report no. 227 Transportation Research Board. Bethlehem, PA.: 1980.

FISHER, J. W. et al. NCHRP Report 336: Distortion-Induced Fatigue Cracking in Steel Bridges. Washington, D.C: 1990.

FISHER, J. W. Evolution of Fatigue-Resistant Steel Bridges. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, p. 18, 1997.

FISHER, J. W.; KAUFMANN, E. J.; EDBERG, W. Hoan bridge forensic investigation

failure analysis final report. n. June 2001, p. 103, 2001.

FRICKE, W. Recommended Hot Spot Analysis Procedure for Structural Details of FPSOs and Ships Based on Round-Robin FE Analyses. 11th International Offshore and Polar Engineering Conference, v. IV, n. 9, p. 1098–1189, 2001.

FRICKE, W. Fatigue analysis of welded joints: State of development. Marine Structures, v. 16, n. 3, p. 185–200, 2003.

FRICKE, W. IIW guideline for the assessment of weld root fatigue. Welding in the World, v. 57, n. 6, p. 753–791, 2013.

FRICKE, W.; KAHL, A.; PAETZOLD, H. Fatigue Assessment of Root Cracking of Fillet Welds Subject To Throat Bending Using the Structural Stress Approach. Welding in the World, v. 50, p. 64–74, 2006.

FRÝBA, L. Dynamic of Railway Bridges. Thomas Telford, 1996.

FURTADO, F. A. F. Análise de fadiga de uma ponte ferroviária com tabuleiro misto vigado sob ação de tráfego de mercadorias. 2013.

GARCÍA, J. M. M. Estabilidad dinámica en puentes arco bowstring. 2016.

GILANI, WHITTAKER, A. Fatigue-Life Evaluation of Steel Post Structures. I: Background and Analysis. Journal of Structural Engineering, v. 126, n. March, p. 322–330, 2000.

GOICOLEA, J. M.; ANTOLIN SANCHEZ, P. Dynamic effects of railway traffic due to lateral motion in long viaducts with high piers. COMPDYN 2011 3rd ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering. Anais...2011.

GRAF. Influence of the form of welded connections to strength and resistance. Science and Technology of Welding and Joining, v. 24, n. 3, p. 218–224, 1936.

GURNEY, T. Cumulative damage of welded joints. Cambridge. Cambridge, England: Woodhead Publishing, 2006.

HAIBACH, E. Modifizierte lineare Schadensakkumulations-hypothese zur

Berücksichtigung des Dauerfestigkeitsabfalls mit fortschreitender Schädigung. [s.l.] Laboratorium für Betriebsfestigkeit, 1970.

HALL, L.; VLACK, V. Princípios de ciências dos materiais. Editora Edgard Blucher, 2000.

HECTORS, K.; WAELE, W. DE. A numerical framework for determination of stress concentration factor distributions in tubular joints. International Journal of Mechanical Sciences, p. 105511, 2020.

HESHMATI, M. Fatigue life assessment of bridge details using finite element method Gothenburg, Sweden Chalmers University of Technology, , 2012.

HOBACHER, A. Recommendations for fatigue design of welded joints and components. IIW document XIII-2151-07XV-1254r1-07, Paris 2007, 2007.

HOBACHER, A. Recommendations for fatigue design of welded joints and components. [s.l.] Springer, 2016a. v. 47

HOBACHER, A. Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components. 2016b.

HONG, J. K.; DONG, P. Hot spot stress and structural stress analysis of FPSO fatigue details. Proceedings of OMAE Specialty Conference on Integrity of Floating Production, Storage & Offloading (FPSO) Systems. Anais...2004.

HORAS, C. S. et al. Development of an efficient approach for fatigue crack initiation and propagation analysis of bridge critical details using the modal superposition technique. Engineering Failure Analysis, v. 89, n. November 2017, p. 118–137, 2018.

HUGHES, T. J. R. The finite element method: linear static and dynamic finite element analysis. [s.l.] Courier Corporation, 1987.

IIW. Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components. IIW document ed. [s.l.] International Institute of Welding (IIW), 2016.

ISAAC, B. R. D. LA C.; MAGNO, C. V. C. Estudo do Trincamento dos Pavimentos. Universidad Ricardo Palma, p. 1–49, 2019.

ISO 8608. Mechanical Vibration--Road Surface Profiles--Reporting of Measured Data. [s.l.] International Organization for Standardization, 1995. v. 8608

ITEA, I. T. DE LA E. EN A. Diseño para fatiga. Guía de diseño para edificios con estructura de acero, v. Tomo 14, p. 370, 2002.

JIN, Z. et al. Probabilistic evaluation approach for nonlinear vehicle–bridge dynamic performances. *Journal of Sound and Vibration*, v. 339, p. 143–156, 2015.

JOEL PEDRO DA CONCEIÇÃO, M. Dynamic behaviour and fatigue assessment of railway bridge deck slabs. 2017.

KERALI, H. G. R.; ODOKI, J. B.; STANNARD, E. The Highway Development and Management Series. Volume four: Analytical Framework and Model Descriptions. Paris: World Road Association (PIARC), 2000.

KISS, K.; SZÉKELY, E.; DUNAI, L. Fatigue analysis of orthotropic highway Bridge. 2nd International Symposium in Civil Engineering, Budapest. Anais...1998.

KLINGER, C.; MICHAEL, T.; BETTGE, D. Fatigue cracks in railway bridge hangers due to wind induced vibrations–Failure analysis, measures and remaining service life estimation. *Engineering Failure Analysis*, v. 43, p. 232–252, 2014.

KOMMERELL, O. Experience obtained with structures executed in Germany. IABSE congress report. Anais...1936.

KWON, K.; FRANGOPOL, D. M. Bridge fatigue reliability assessment using probability density functions of equivalent stress range based on field monitoring data. *International journal of fatigue*, v. 32, n. 8, p. 1221–1232, 2010.

LADINEK, M.; LANG, R.; LENER, G. Ermüdungsfestigkeit nach EN 1993-1-9 Anhang B: Strukturspannungen – Gedanken zur Neufassung. *Stahlbau*, v. 85, p. 274–280, 2016.

LAGE, C. M. Fadiga em Estruturas Metálicas Tubulares Soldadas. [s.l.] UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO, 2008.

LAURA, D.; GUZMÁN, H. J. Z. Determinación y comparación de la regularidad

superficial del pavimento de la carretera Cusco-Urcos, usando teléfonos inteligentes y el Rugosímetro de Merlin - 2016. Universidad Andina del Cusco, p. 125, 2016.

LEE, J.-M. et al. Comparison of hot spot stress evaluation methods for welded structures. *International Journal of Naval Architecture and Ocean Engineering*, v. 2, n. 4, p. 200–210, 2010.

LEE, Y.-L. et al. *Fatigue Testing And Analysis: Theory and Patctice*. [s.l: s.n.].

LEITÃO, F. N. *Verificação à Fadiga de Pontes Rodoviárias Mistas (Aço-Concreto)*. [s.l.] Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2009a.

LEITÃO, F. N. *Verificação à fadiga de pontes rodoviárias mistas (aço-concreto)*. 2009b.

LEITÃO, F. N. et al. Composite (steel-concrete) highway bridge fatigue assessment. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 67, n. 1, p. 14–24, 2011.

LIU, K. et al. Experimental and numerical analysis of a composite bridge for high-speed trains. *Journal of sound and vibration*, v. 320, n. 1–2, p. 201–220, 2009.

LOU, P. A vehicle-track-bridge interaction element considering vehicle's pitching effect. *Finite elements in Analysis and Design*, v. 41, n. 4, p. 397–427, 2005.

MADDAH, N. Fatigue Life Assessment of Roadway Bridges based on Actual Traffic Loads. v. 5575, p. 188, 2013.

MAGAZ, J. S. I. *Fatiga de cimentaciones bajo cargas cíclicas: aplicación al caso de la eólica marina*. [s.l: s.n.].

MARQUES, F. M. DE S. *Avaliação Do Comportamento Estrutural E Análise De Fadiga Em Pontes Metálicas Ferroviárias*. 2006.

MATLAB, M. I. *Mathworks - MATLAB® - Getting started guide*. The MathWorks Inc. Natick, , 2018.

MATOS, L. M. P. DE. *Estudos De Projeto E Verificação À Fadiga De Pontes Mistas Rodoviárias*. [s.l.] Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2015.

MATSUISHI, M.; ENDO, T. Fatigue of metals subjected to varying stress. Japan Society of Mechanical Engineers, Fukuoka, Japan, v. 68, n. 2, p. 37–40, 1968.

MATTUELLA, E. P. Comportamento à fadiga de baixo número de ciclos do aço 4340 para diferentes temperaturas de revenido. 1983.

MELO, L. R. T. Estudo de Efeitos Dinâmicos de Pontes Ferroviárias considerando Interação Veículo-Estrutura. PhD thesis, p. 271, 2016.

MENTLEY, J. Fatigue & durability. Technical report, HBM nCode, São Paulo, SP, Brasil. Apresentado na Altair ..., 2013.

MEYERS, M. A.; CHAWLA, K. K. Mechanical behavior of materials. [s.l.] Cambridge university press, 2008.

MIKI, C.; TAI, M. Fatigue strength improvement of out-of-plane welded joints of steel girder under variable amplitude loading. *Welding in the World*, v. 57, n. 6, p. 823–840, 2013.

MIKI, C.; TATEISHI, K. Fatigue strength of cope hole details in steel bridges. *International Journal of Fatigue*, v. 19, n. 6, p. 445–455, 1997.

MILAN, M. T. et al. Metais: uma visão objetiva. Apostila de aula. [s.l.] Suprema, 2008.

MINER, M. A. Cumulative Damage in Fatigue. *Journal of Applied Mechanics*, v. 12, n. 3, p. A159–A164, 1945.

MONTENEGRO, P. A. et al. Probabilistic numerical evaluation of dynamic load allowance factors in steel modular bridges using a vehicle-bridge interaction model. *Engineering Structures*, v. 226, n. March 2020, p. 111316, 2021.

MORAL, L. A. Logística del transporte y distribución de carga. [s.l.] Ecoe Ediciones, 2014.

MURAKAMI, Y. Metal fatigue: effects of small defects and nonmetallic inclusions. [s.l.] Academic Press, 2019.

MURRAY, T. M.; ALLEN, D. E.; UNGAR, E. E. Floor vibrations due to human activity. American institute of steel construction. Inc., Virginia, 2003.

NBR 7187. Projeto e execucao de pontes de concreto armado e protendido. [s.l: s.n.].

NBR 7188. NBR 7188. Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias e Passarelas de Pedestre. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Technology Sciences, 2013.

NBR15980. Perfis laminados de aço para uso estrutural - Dimensões e tolerâncias. 2011.

NBR16694. ABNT NBR 16694 Projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto. 2020.

NBR6023. Cargas para o cálculo de estruturas de edificaçõesNBR 6120, Rio de Janeiro, , 1980.

NBR6118. Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. [s.l: s.n.].

NBR6123. Forças devidas aos ventos em edificações. [s.l: s.n.].

NBR7188. Carga movel em ponte rodoviaria e passarela de pedestre. [s.l.] ABNT, 1984.

NBR7188. Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias e Passarelas de Pedestre. 2013.

NBR8800. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. 2008.

NEVES, S. Análise dinâmica com interação veículo-estrutura em vias de alta velocidade. 2008.

NICOLETTI, R. S. et al. Pontes mistas de aço e concreto em seção caixão com protensão externa: procedimentos de cálculo e de projeto. 2020.

NIEMI, E.; FRICKE, W.; MADDOX, S. J. Structural hot-spot stress approach to fatigue analysis of welded components. IIW doc, v. 13, p. 1800–1819, 2018.

NISHIKAWA, K.; MURAKOSHI, J.; MATSUKI, T. Study on the fatigue of steel highway bridges in Japan. v. 12, p. 133–141, 1998.

NORTON, R. L. Machine design - Integrated Approach to Microwave Design. [s.l: s.n.]. v. 24



NUSSBAUMER, A. et al. Fatigue Damage Factor Calibration for Long-Span Cable-Stayed Bridge Decks. In: Mechanical Fatigue of Metals. [s.l.] Springer, 2019. p. 369–376.

NUSSBAUMER, A.; BORGES, L.; DAVAINÉ, L. Fatigue Design of Steel and Composite Structures. [s.l.] ECCS Eurocode Design Manuals, 2011.

NUSSBAUMER, A.; BORGES, L.; DAVAINÉ, L. Fatigue design of steel and composite structures: Eurocode 3: Design of steel structures, part 1-9 fatigue; Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. [s.l.] John Wiley & Sons, 2012.

PARK, J. Y.; KIM, H. Fatigue Life Assessment for a Composite Box Girder Bridge. International Journal of Steel Structures, v. 14, n. 4, p. 843–853, 2014.

PATERSON, W. D.; ATTOH-OKINE, B. Simplified models of paved road deterioration based on HDM-III. Annual Meeting of the Transportation Research Board. Anais...1992.

PATERSON, W. D. O. Road deterioration and maintenance effects: Models for planning and management. [s.l.: s.n.].

PINHO, F. O.; BELLEI, I. H. Pontes e viadutos em vigas mistas. [s.l.] Instituto Brasileiro de Siderurgia, 2007.

PINHO, F. O.; BELLEI, I. H. Pontes e Viadutos em Vigas Mistas Manual de Pontes e Viadutos em Vigas Mistas 2a Edição. 2. ed. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia, 2020.

POUTIAINEN, I.; TANSEKANEN, P.; MARQUIS, G. Finite element methods for structural hot spot stress determination—a comparison of procedures. International journal of fatigue, v. 26, n. 11, p. 1147–1157, 2004.

PRAVIA, Z. M. C. Estabilidade de estruturas de pontes metálicas com fraturas. Rio de Janeiro: UFRJ, 2003.

PROENÇA, M. DA L. R. A. Verificação da segurança à fadiga em estruturas metálicas sujeitas a cargas rolantes. p. 134, 2018.

QUISSANGA, V. et al. Distortion-Induced Fatigue Reassessment of a Welded Bridge Detail Based on Structural Stress Methods. *Metals MDPI*, v. 11, p. 20, 2021.

REIS, A. et al. The steel design for the new railway bridge over the River Sado in Portugal. *Steel Construction*, v. 3, n. 4, p. 201–211, 2010.

RIBEIRO, D. R. F. Efeitos dinâmicos induzidos por tráfego em pontes ferroviárias: modelação numérica, calibração e validação experimental. FEUP, 2012.

RODRIGUES, R. M. Estudo do trincamento dos pavimentos. Rio de Janeiro, 1991.

ROLDAN, X. U. Toolbox for fatigue analysis of beam structures and its possible application to railways. 2007.

ROS, M. Fatigue Strength and Safety of Welded Structures (Bridges, Structural Steel Work and Pressure Pipes). Second Congress of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE). Anais. Berlin-Munich: 1936.

SABOGAL, F. S. Glosario de Ingeniería de Pavimentos. Recuperado de: [http://copernico.escuelaing.edu.co/vias/pagina\\_via/pag\\_glosario/Glosario](http://copernico.escuelaing.edu.co/vias/pagina_via/pag_glosario/Glosario), 2005.

SAINI, D. S.; KARMAKAR, D.; RAY-CHAUDHURI, S. A review of stress concentration factors in tubular and non-tubular joints for design of offshore installations. *Journal of Ocean Engineering and Science*, v. 1, n. 3, p. 186–202, 2016.

SANTOS, A. Análise Numérica E Experimental De Um Modelo Dinâmico Da Ponte Ferroviária De Antuã. p. 201, 2014.

SANTOS, G. P. DOS. Simulação da interação veículo-estrutura-pavimento em pontes rodoviárias. 2020.

SAYERS, M. W. GILLESPIE, T. D. PATERSON, W. D. O. Guidelines for the Conduct and Calibration of Road Roughness Measurements. [s.l.] University of Michigan, Ann Arbor, Transportation Research Institute, 1986.

SAYERS, M. W.; KARAMIHAS, S. M. The little book of profiling. Basic Information about Measuring and Interpreting Road Profiles, n. September, p. 100, 1998.

SCHIJVE, J. Fatigue of structures and materials in the 20th century and the state of

the art. Physicochemical mechanics of materials, v. 39, n. 3, p. 7–28, 2009.

SHI, X. M.; CAI, C. S. Simulation of dynamic effects of vehicles on pavement using a 3D interaction model. *Journal of Transportation Engineering*, v. 135, n. 10, p. 736–744, 2009.

SILVA, J. G. S. DA; ROEHL, J. L. P. Probabilistic Formulation for the Analysis of Highway Bridge Decks With Irregular Pavement Surface. *J. Braz. Soc. Mech. Sci.*, v. 21, n. 3, p. 1–10, 1999.

SILVA, J. G. S. Non-deterministic dynamic analysis of highway bridge decks with surface irregularities (in Portuguese). Dsc Thesis. Rio de Janeiro, Brazil: PUC-Rio, 1996.

SKOGLUND, O.; LEANDER, J. A numerical evaluation of new structural details for an improved fatigue strength of steel bridges. *International Journal of Fatigue*, v. 160, n. February, p. 106866, 2022.

SOCIE, D. F. Seminar on Fatigue: Physics of Fatigue. <https://www.efatigue.com/training/fatiguehowandwhy.pdf>. class notes., 2004.

SOCIE, D.; MARQUIS, G. B. *Multiaxial fatigue*. [s.l.] Society of Automotive Engineers Warrendale, PA, 2000.

SURESH, S. *Fatigue of Materials*. 2nd. ed. Cambridge, UK: Cambridge University Press, 1998.

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

TARAS, A.; UNTERWEGER, H. Numerical Methods for the Fatigue Assessment of Welded Joints: Influence of Misalignment and Geometric Weld Imperfections. *Engineering Structures and Technologies*, v. 9, n. 1, p. 9–24, 2017.

UNSWORTH, J. F. *Design and Construction of Modern Steel Railway Bridges*. [s.l.] CRC Press, 2017.

VIANA, C. O. Avaliação global-local da vida em fadiga de uma junta soldada do vão de acesso da ponte de Alcácer do Sal. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, 2019.

VIANA, C. O. et al. Fatigue assessment based on hot-spot stresses obtained from the global dynamic analysis and local static sub-model. *International Journal of Structural Integrity*, v. 12, n. 1, p. 31–47, 2021.

WHISENHUNT, T. W. Measurement and finite element modeling of the non-composite deflections of steel plate girder bridges. North Carolina State University, 2004.

WILLIAMS, A. *Structural Engineering Reference Manual*. 2015.

YANG, Y. B.; YAU, J. D. An iterative interacting method for dynamic analysis of the maglev train–guideway/foundation–soil system. *Engineering structures*, v. 33, n. 3, p. 1013–1024, 2011.

YE, X. W. et al. Master S-N Curve-Based Fatigue Life Assessment of Steel Bridges Using Finite Element Model and Field Monitoring Data. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, v. 19, n. 01, p. 1940013, 2019.

YOKOYAMA, K.; MIKI, C. Participatory database of repair cases on fatigue damaged welded structures. *International Journal of Fatigue*, v. 101, p. 385–396, 2017.

YSHIBA, J. K. Modelos de desempenho de pavimentos: estudo de rodovias do Estado do Paraná. 2017.

ZHAI, W. et al. High-speed train–track–bridge dynamic interactions–Part I: Theoretical model and numerical simulation. *International Journal of Rail Transportation*, v. 1, n. 1, p. 3–24, 2013.

ZHANG, W.; CAI, C. S. Fatigue reliability assessment for existing bridges considering vehicle speed and road surface conditions. *Journal of Bridge Engineering*, v. 17, n. 3, p. 443–453, 2012.

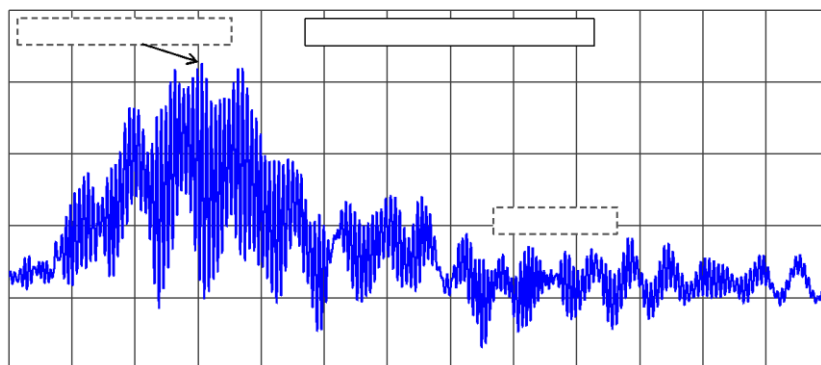
ZHANG, W.; CAI, C. S.; PAN, F. Nonlinear fatigue damage assessment of existing bridges considering progressively deteriorated road conditions. *Engineering structures*, v. 56, p. 1922–1932, 2013.

## ANEXO A - RESULTADOS DE TENSÕES HOT-SPOT NO SUBMODELO

A seguir estão expostos em gráficos nas Figuras 157 a 216 os resultados de tensões hot-spot já extrapolados, obtidos na região do detalhe A e do detalhe B do submodelo (ver Figura 130), considerando as velocidades de 10 m/s e de 30 a 60 m/s. Estes resultados de tensões *hot-spot*, foram avaliados nas  $\sigma_z$ ,  $\sigma_y$  e  $\tau_{yz}$ , (horizontal, oblíqua e vertical), respectivamente. Destacando que a tensão principal resultante da combinação  $\sigma_1$ , foi obtida a 45 graus em ambos os detalhes.

- **Tensões *hot-spot* ( $\sigma_z$ ) na componente “z”: Detalhe A – Pavimento Excelente**

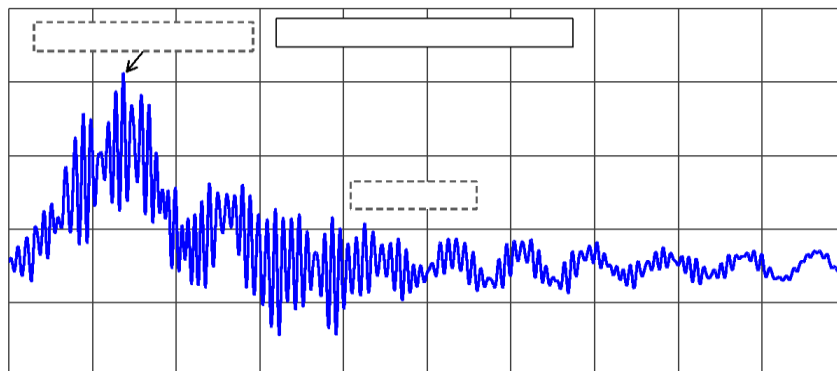
00 15 30 45



—

Figura 157 – Tensões *hot-spot* na direção horizontal no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 10 m/s.

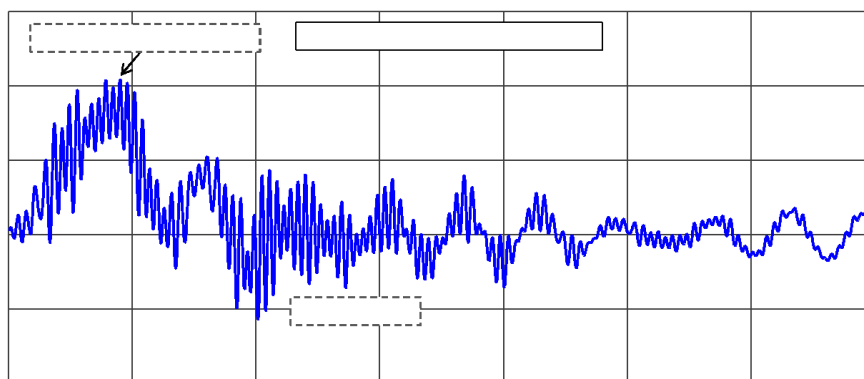
00 15 30 45



—

Figura 158 – Tensões *hot-spot* na direção horizontal no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 30 m/s.

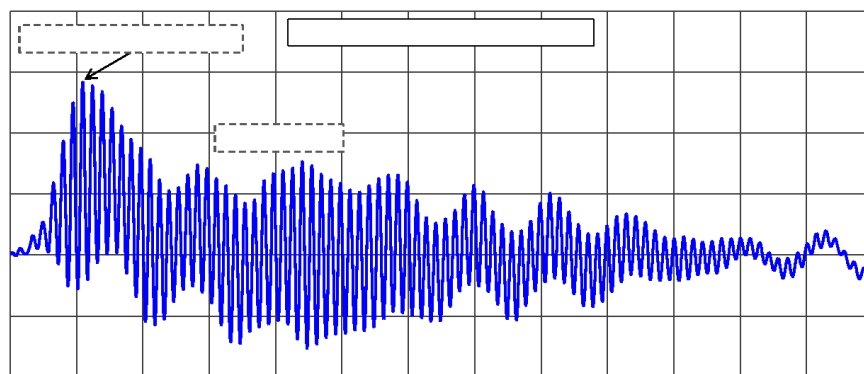
07/13/2017



—

Figura 159 – Tensões *hot-spot* na direção vertical no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 40 m/s.

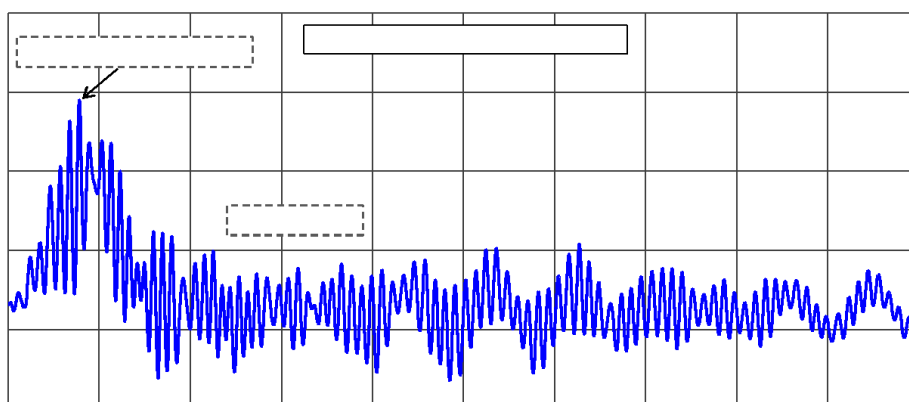
07/13/2017



—

Figura 160 – Tensões *hot-spot* na direção horizontal no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 50 m/s.

07/13/2017



—

Figura 161 – Tensões *hot-spot* na direção horizontal no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 60 m/s.

- **Tensões *hot-spot* ( $\sigma_1$ ) na componente “yz”: Detalhe A – Pavimento Excelente**

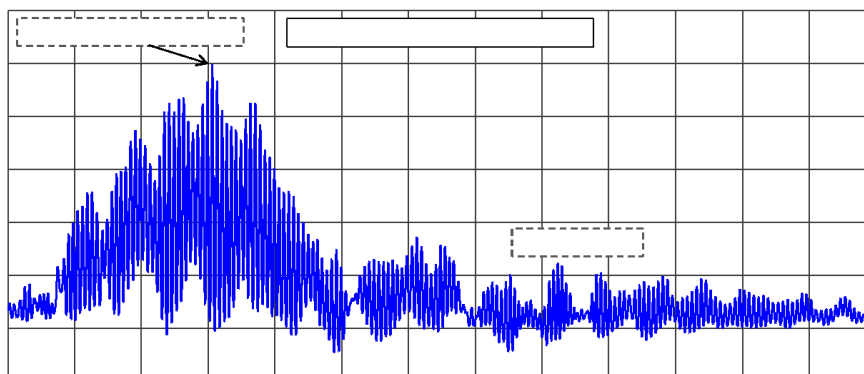


Figura 162 – Tensões *hot-spot* na direção oblíqua no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 10 m/s.

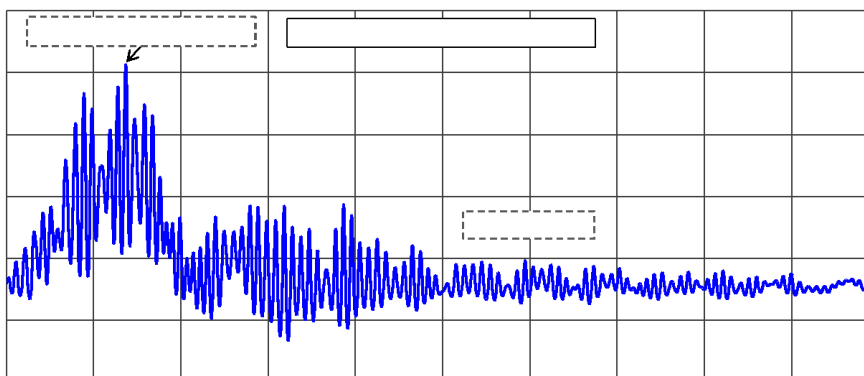


Figura 163 – Tensões *hot-spot* na direção oblíqua no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 30 m/s.

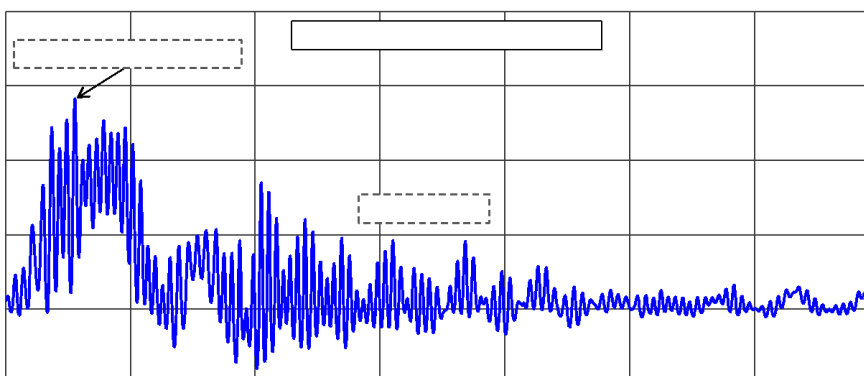


Figura 164 – Tensões *hot-spot* na direção oblíqua no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 40 m/s.

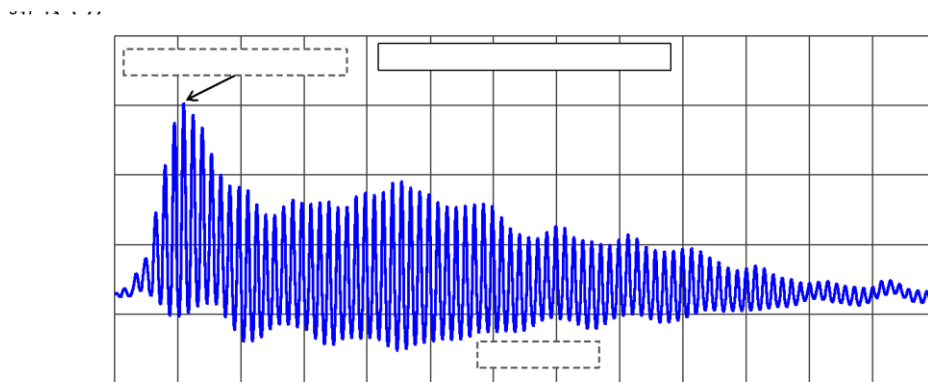


Figura 165 – Tensões *hot-spot* na direção oblíqua no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 50 m/s.

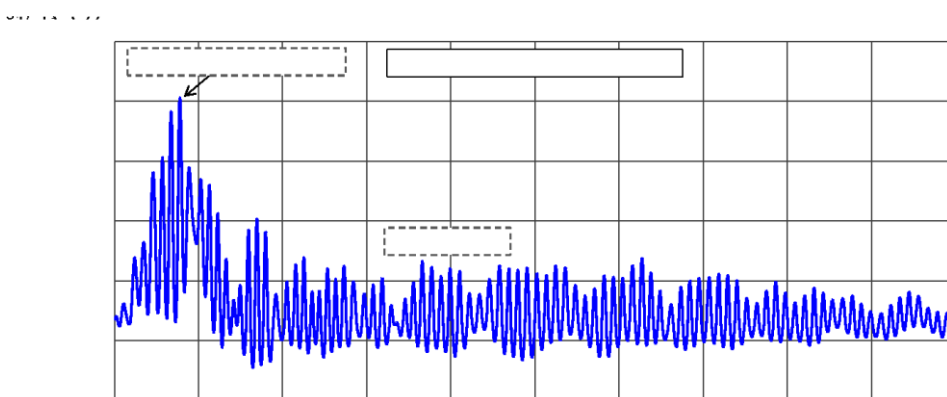


Figura 166 – Tensões *hot-spot* na direção oblíqua no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 60 m/s.

- **Tensões *hot-spot* ( $\sigma_y$ ) na componente “y”: Detalhe A – Pavimento Excelente**

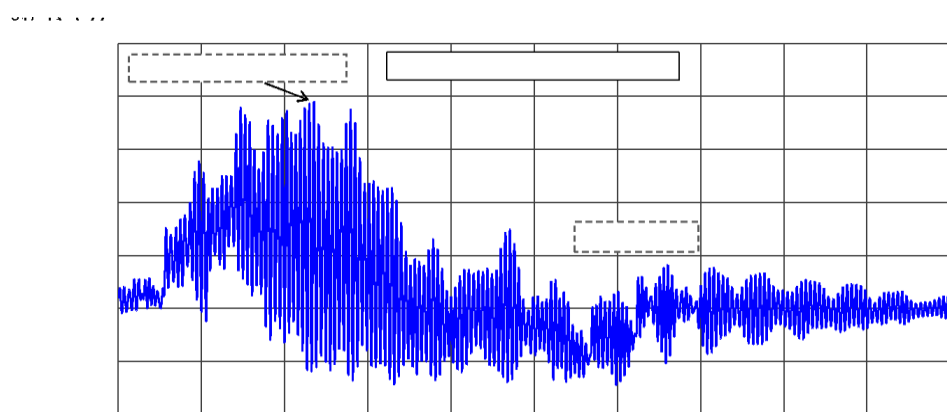
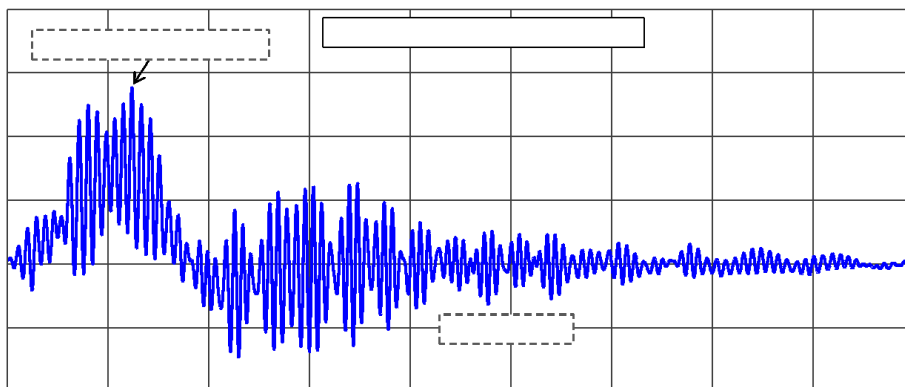


Figura 167 – Tensões *hot-spot* na direção vertical no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 10 m/s.



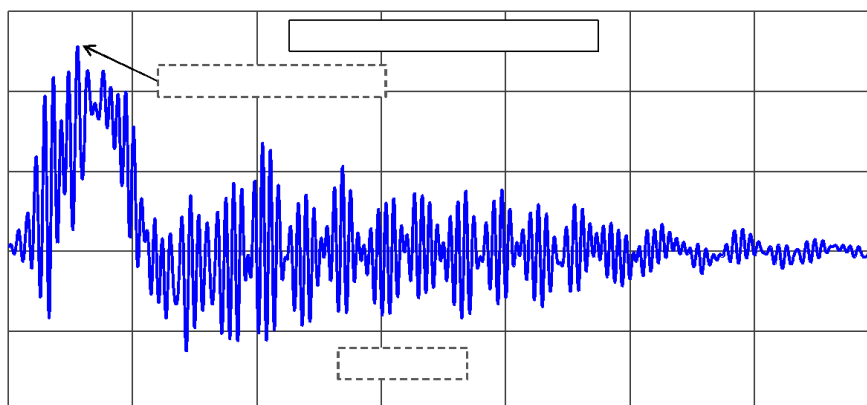
0,000000



—

Figura 168 – Tensões *hot-spot* na direção vertical no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 30 m/s.

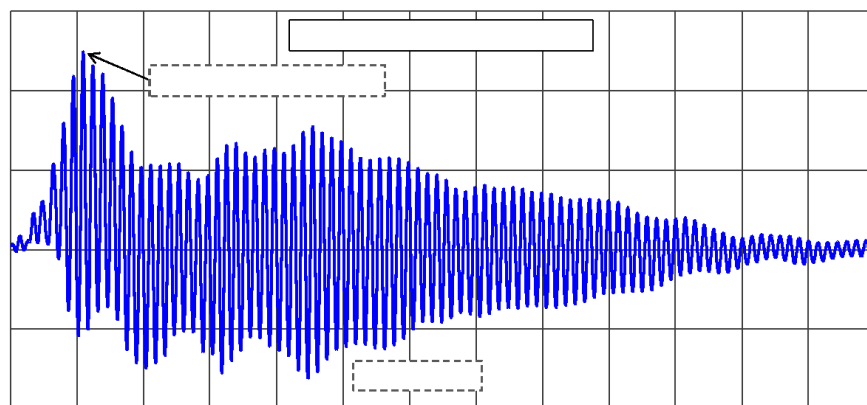
0,000000



—

Figura 169 – Tensões *hot-spot* na direção vertical no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 40 m/s.

0,000000



—

Figura 170 – Tensões *hot-spot* na direção vertical no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 50 m/s.

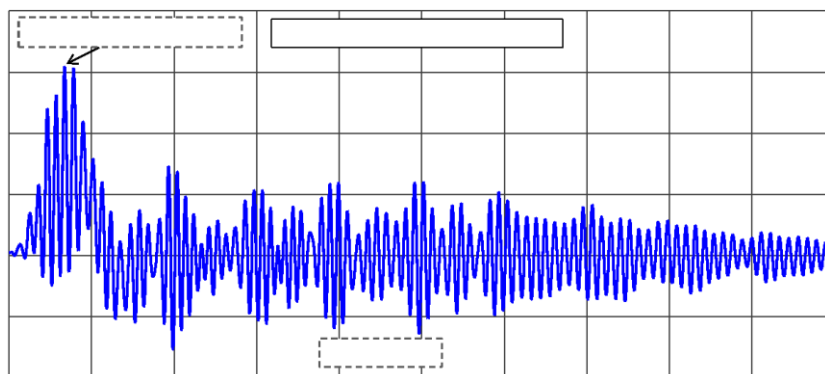


Figura 171 – Tensões *hot-spot* na direção vertical no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 60 m/s.

- **Tensões *hot-spot* ( $\sigma_z$ ) na componente “z”: Detalhe B – Pavimento Excelente**

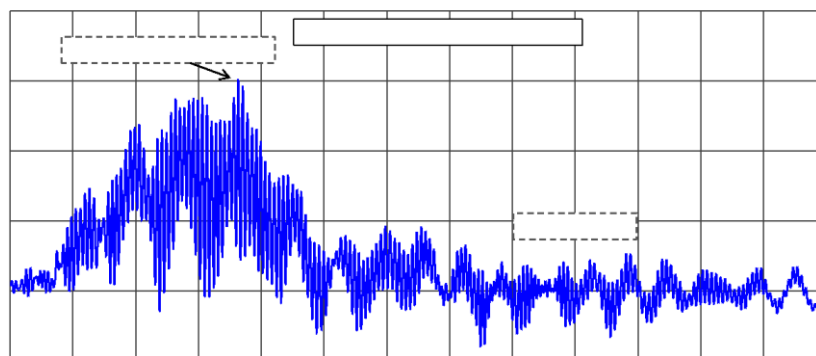


Figura 172 – Tensões *hot-spot* na direção horizontal no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 10 m/s.

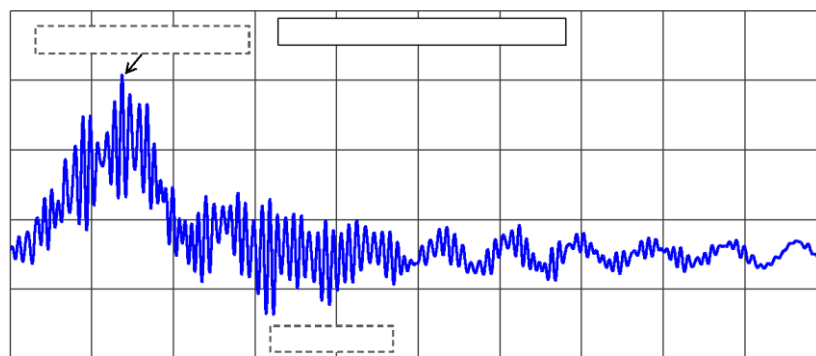
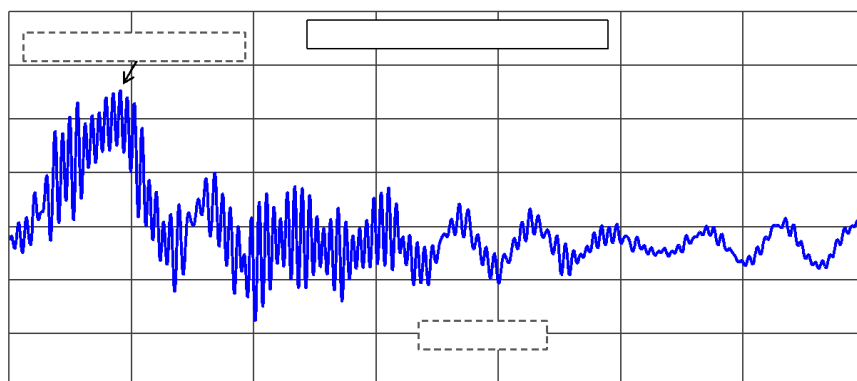


Figura 173 – Tensões *hot-spot* na direção horizontal no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 30 m/s.

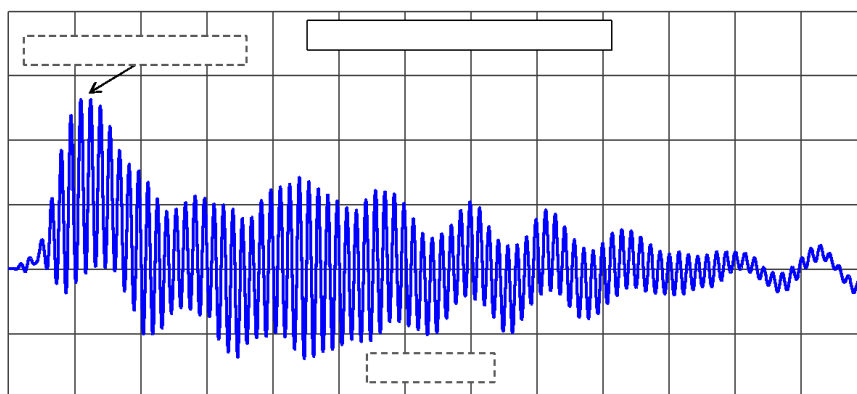
07/12/2017



—

Figura 174 – Tensões *hot-spot* na direção vertical no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 40 m/s.

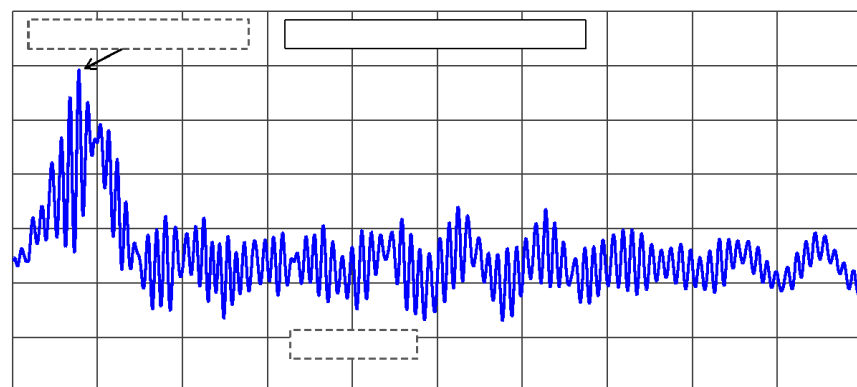
07/12/2017



—

Figura 175 – Tensões *hot-spot* na direção horizontal no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 50 m/s.

07/12/2017



—

Figura 176 – Tensões *hot-spot* na direção horizontal no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 60 m/s.

- **Tensões *hot-spot* ( $\sigma_1$ ) na componente “yz”: Detalhe B – Pavimento Excelente**

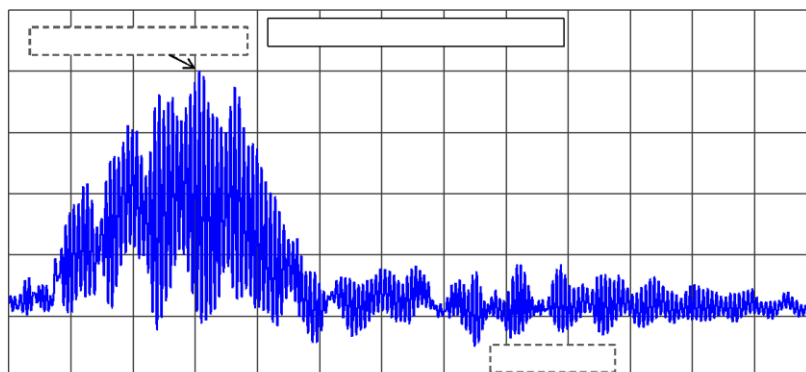


Figura 177 – Tensões *hot-spot* na direção oblíqua no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 10 m/s.

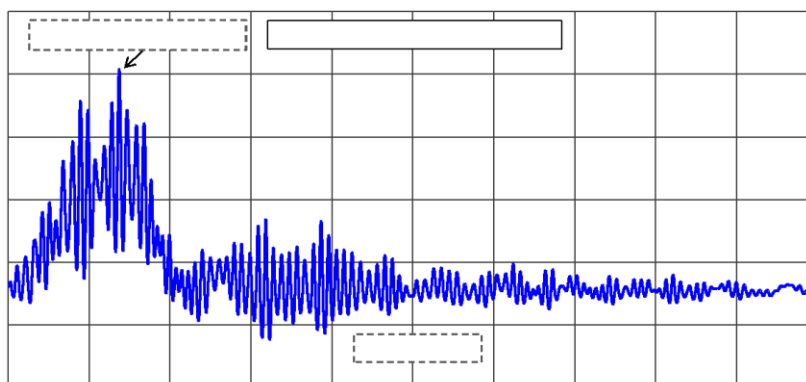


Figura 178 – Tensões *hot-spot* na direção oblíqua no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 30 m/s.

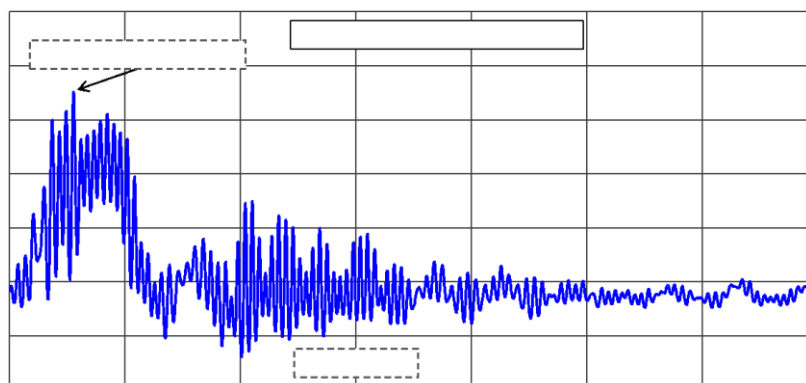


Figura 179 – Tensões *hot-spot* na direção oblíqua no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 40 m/s.

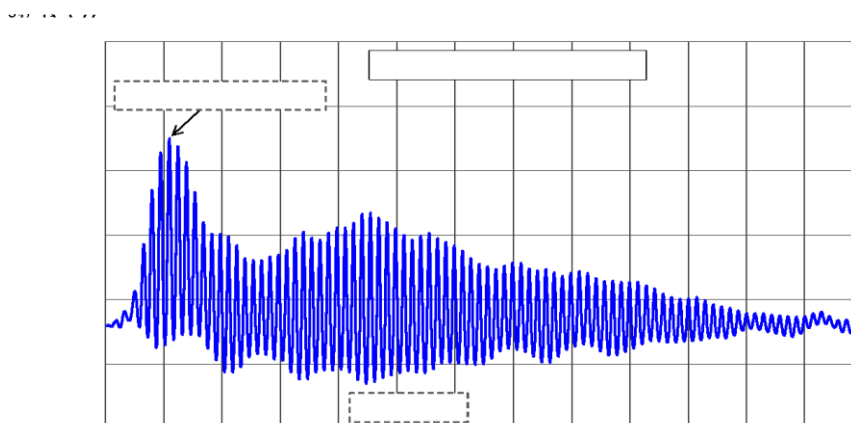


Figura 180 – Tensões *hot-spot* na direção oblíqua no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 50 m/s.

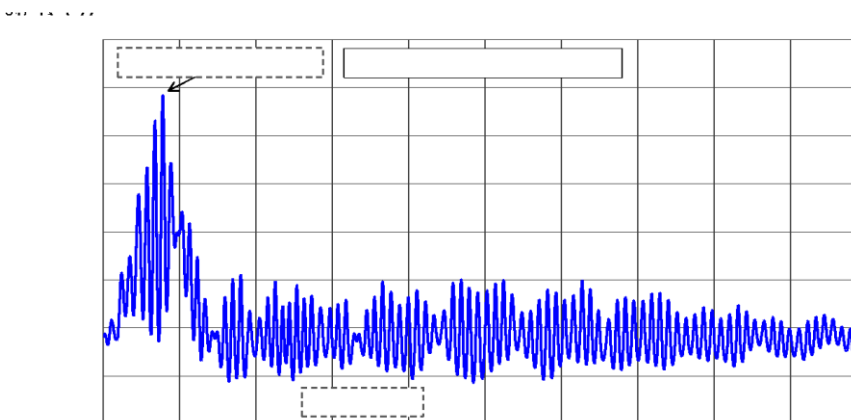


Figura 181 – Tensões *hot-spot* na direção oblíqua no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 60 m/s.

- **Tensões *hot-spot* ( $\sigma_y$ ) na componente “y”: Detalhe B – Pavimento Excelente**

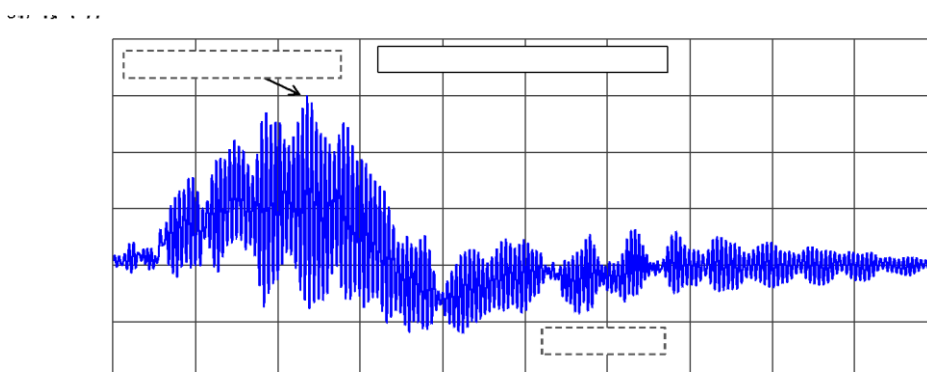
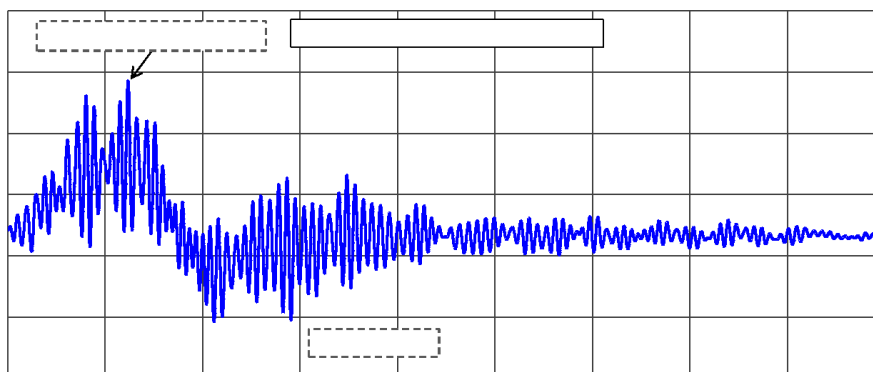


Figura 182 – Tensões *hot-spot* na direção vertical no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 10 m/s.

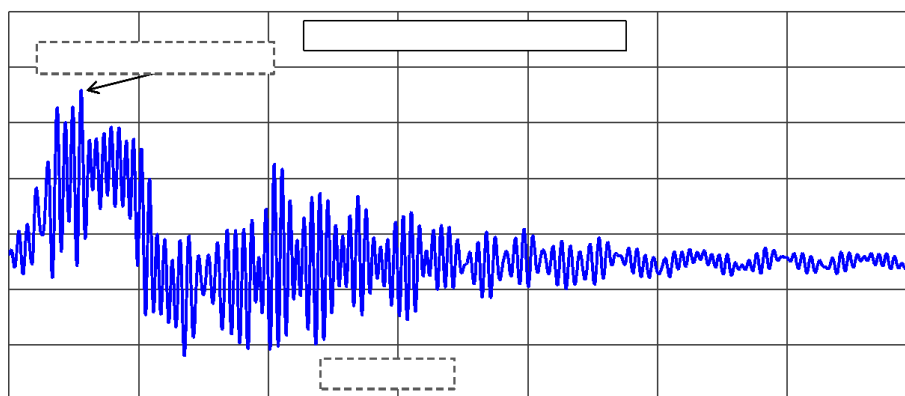
0,000000



—

Figura 183 – Tensões *hot-spot* na direção vertical no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 30 m/s.

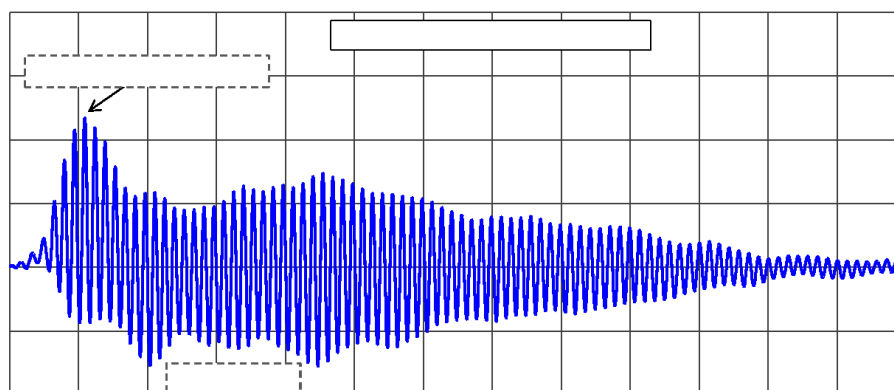
0,000000



—

Figura 184 – Tensões *hot-spot* na direção vertical no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 40 m/s.

0,000000



—

Figura 185 – Tensões *hot-spot* na direção vertical no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 50 m/s.

0,00 1,00 2,00 3,00 4,00 5,00 6,00 7,00 8,00 9,00 10,00

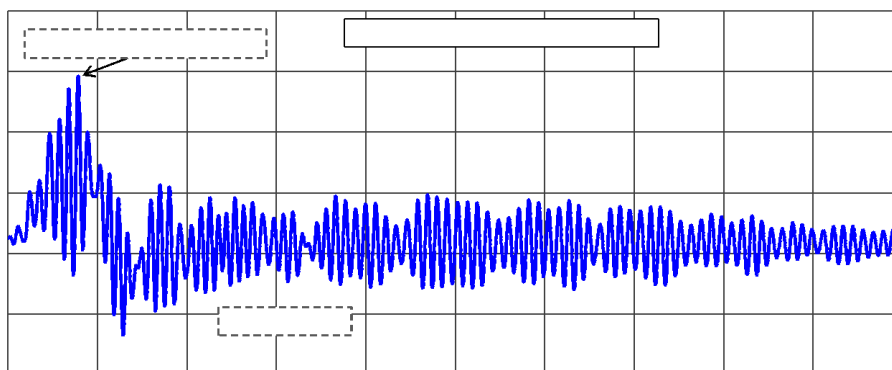


Figura 186 – Tensões *hot-spot* na direção vertical no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 60 m/s.

- **Tensões *hot-spot* ( $\sigma_z$ ) na componente “z”: Detalhe A – Pavimento Ruim**

0,00 1,00 2,00 3,00 4,00 5,00 6,00 7,00 8,00 9,00 10,00

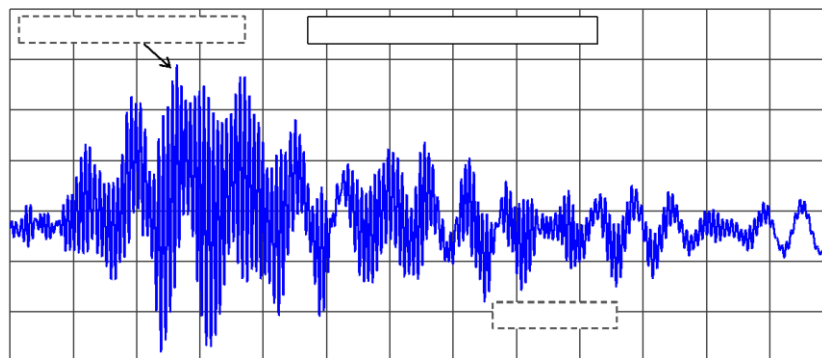


Figura 187 – Tensões *hot-spot* na direção horizontal no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 10 m/s.

0,00 1,00 2,00 3,00 4,00 5,00 6,00 7,00 8,00 9,00 10,00

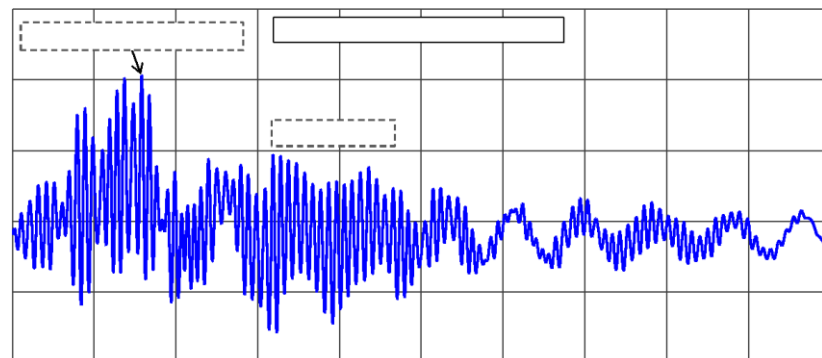


Figura 188 – Tensões *hot-spot* na direção horizontal no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 30 m/s.

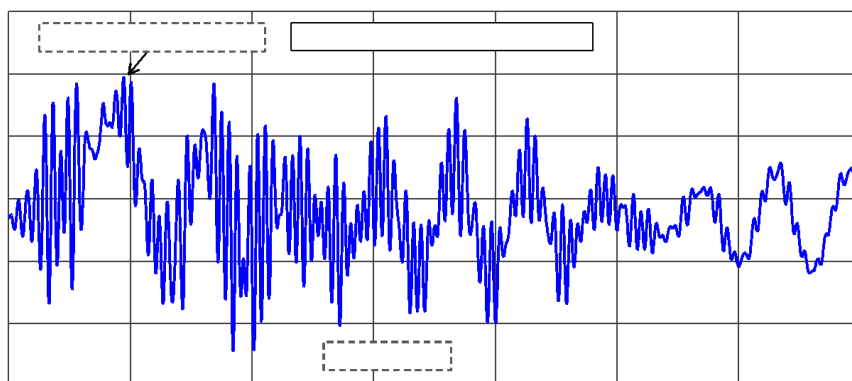


Figura 189 – Tensões *hot-spot* na direção vertical no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 40 m/s.

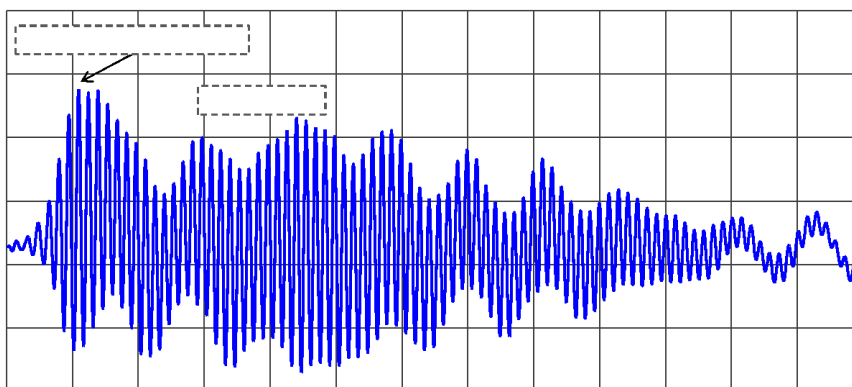


Figura 190 – Tensões *hot-spot* na direção horizontal no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 50 m/s.

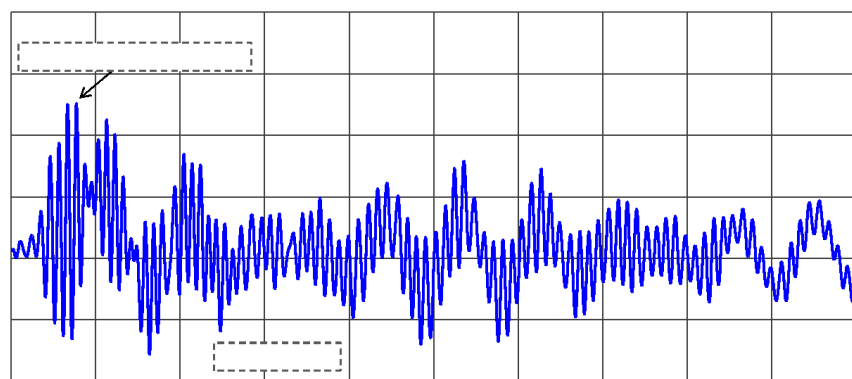


Figura 191 – Tensões *hot-spot* na direção horizontal no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 60 m/s.



- **Tensões *hot-spot* ( $\sigma_1$ ) na componente “yz”: Detalhe A – Pavimento Ruim**

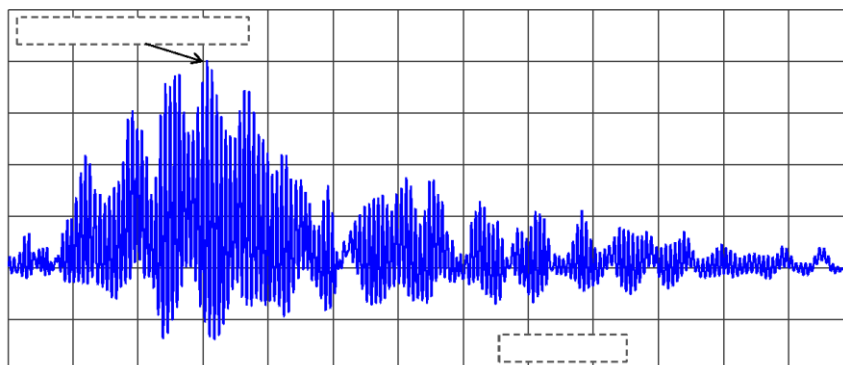


Figura 192 – Tensões *hot-spot* na direção oblíqua no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 10 m/s.

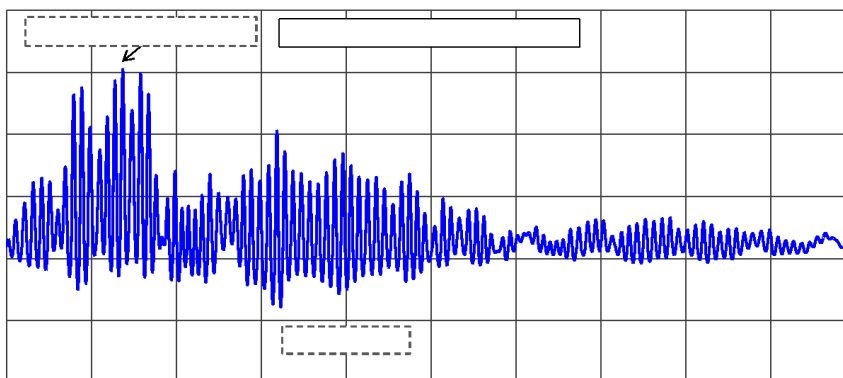


Figura 193 – Tensões *hot-spot* na direção oblíqua no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 30 m/s.

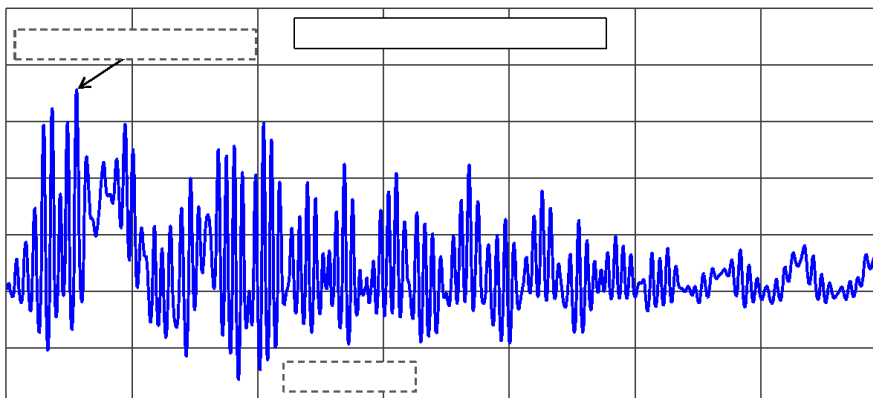


Figura 194 – Tensões *hot-spot* na direção oblíqua no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 40 m/s.

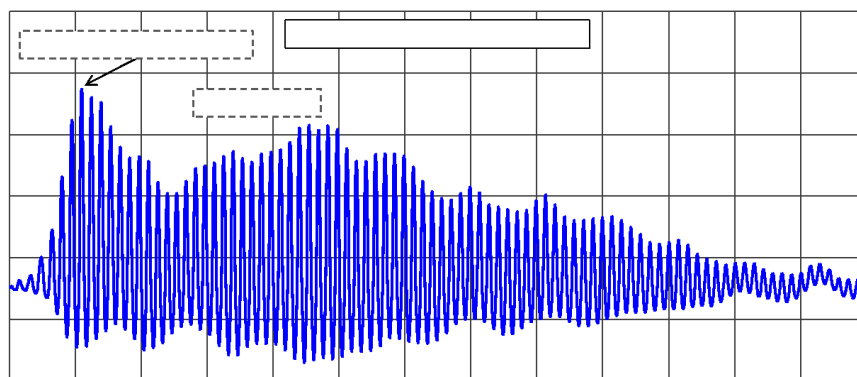


Figura 195 – Tensões *hot-spot* na direção oblíqua no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 50 m/s.

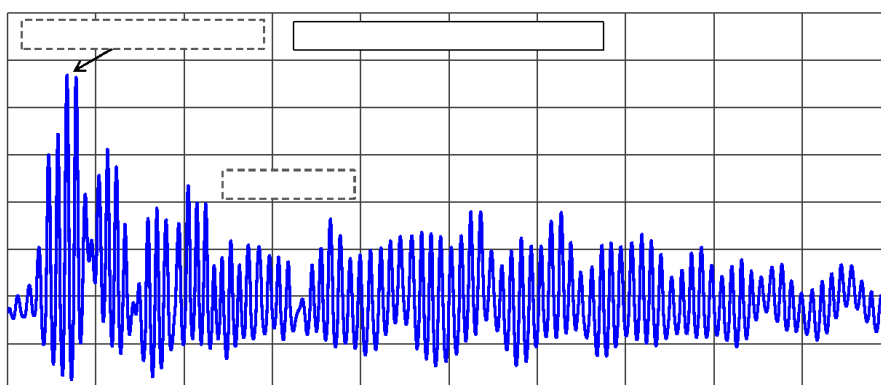


Figura 196 – Tensões *hot-spot* na direção oblíqua no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 60 m/s.

- **Tensões *hot-spot* ( $\sigma_y$ ) na componente “y”: Detalhe A – Pavimento Ruim**

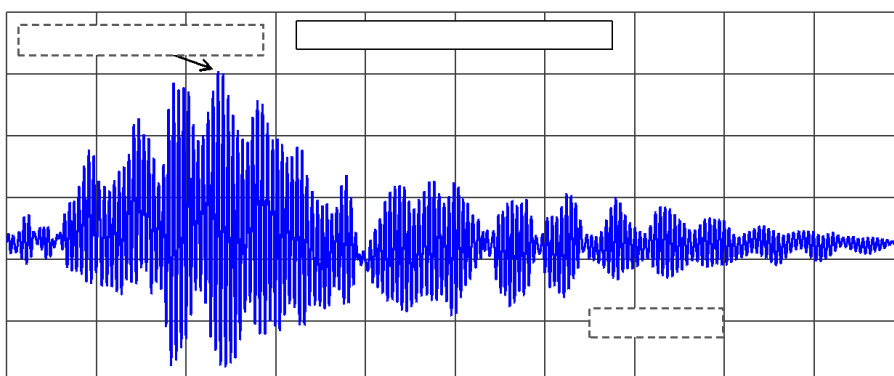


Figura 197 – Tensões *hot-spot* na direção vertical no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 10 m/s.

07/13/17

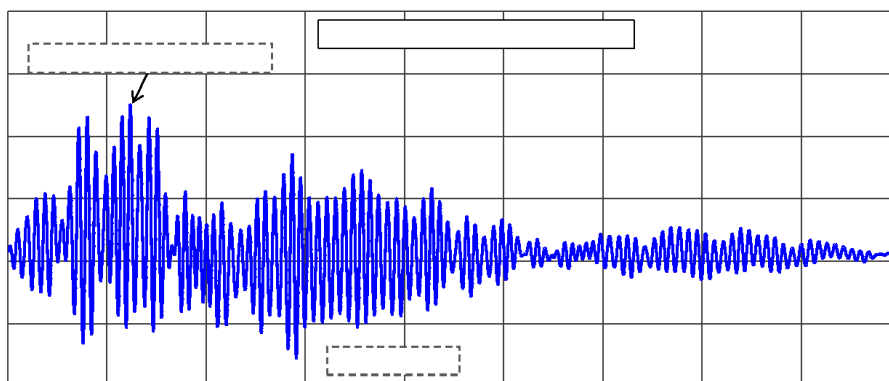


Figura 198 – Tensões *hot-spot* na direção vertical no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 30 m/s.

07/13/17

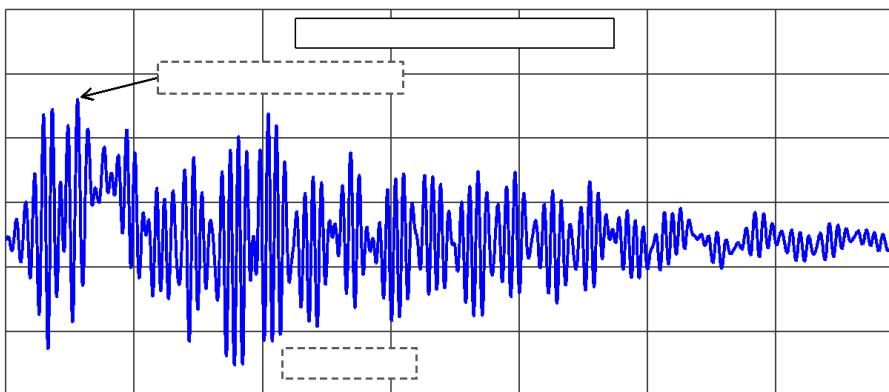


Figura 199 – Tensões *hot-spot* na direção vertical no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 40 m/s.

07/13/17

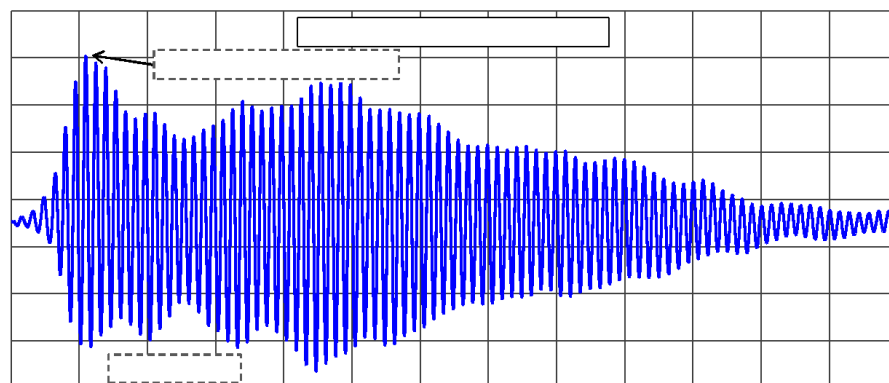


Figura 200 – Tensões *hot-spot* na direção vertical no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 50 m/s.

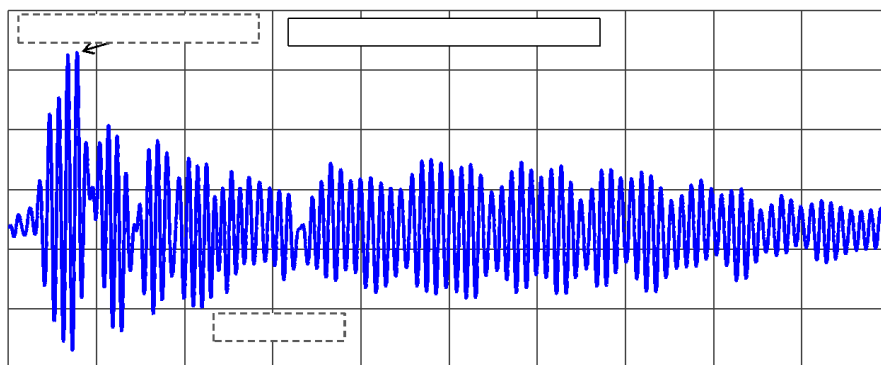


Figura 201 – Tensões *hot-spot* na direção vertical no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 60 m/s.

- **Tensões *hot-spot* ( $\sigma_z$ ) na componente “z”: Detalhe B – Pavimento Ruim**

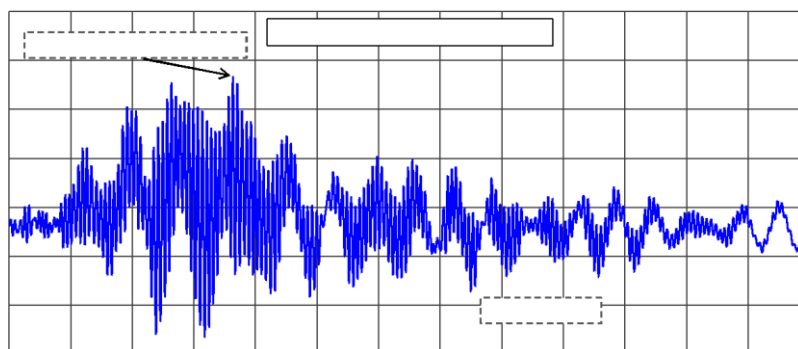


Figura 202 – Tensões *hot-spot* na direção horizontal no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 10 m/s.

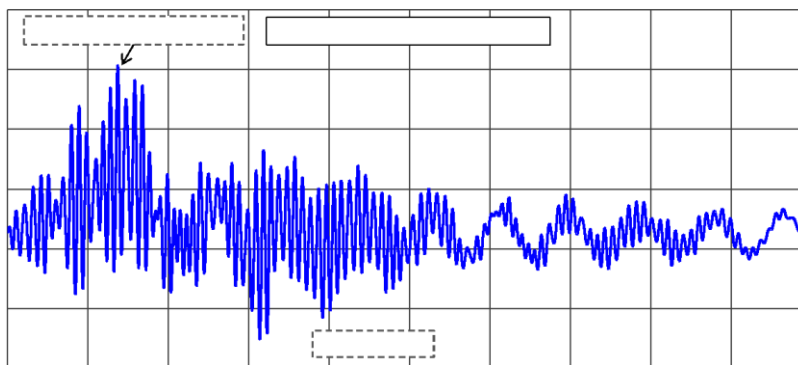


Figura 203 – Tensões *hot-spot* na direção horizontal no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 30 m/s.



- **Tensões *hot-spot* ( $\sigma_1$ ) na componente “yz”: Detalhe B – Pavimento Ruim**

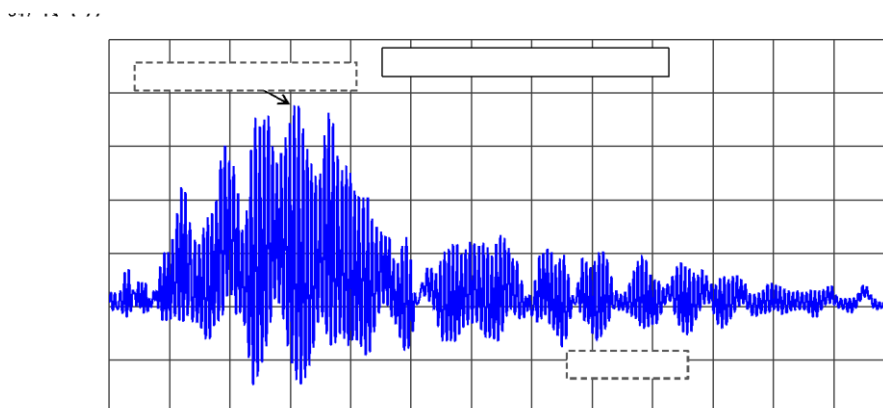


Figura 207 – Tensões *hot-spot* na direção oblíqua no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 10 m/s.

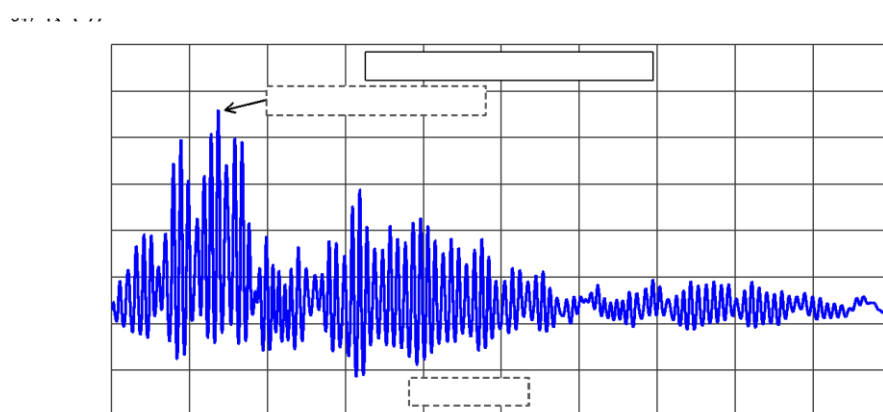


Figura 208 – Tensões *hot-spot* na direção oblíqua no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 30 m/s.

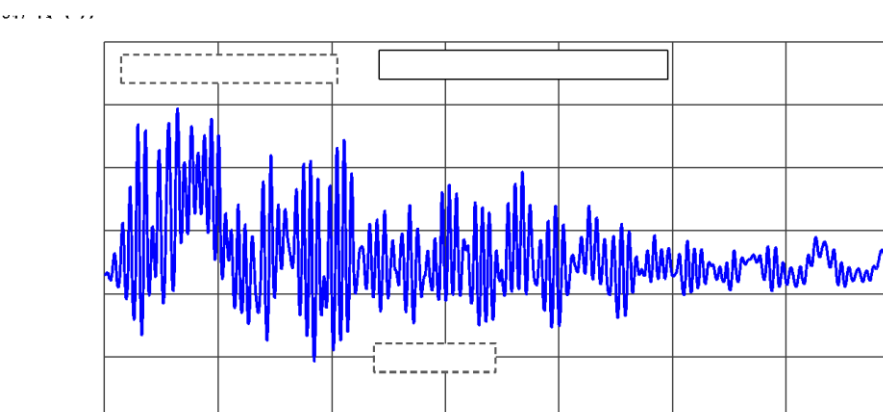


Figura 209 – Tensões *hot-spot* na direção oblíqua no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 40 m/s.

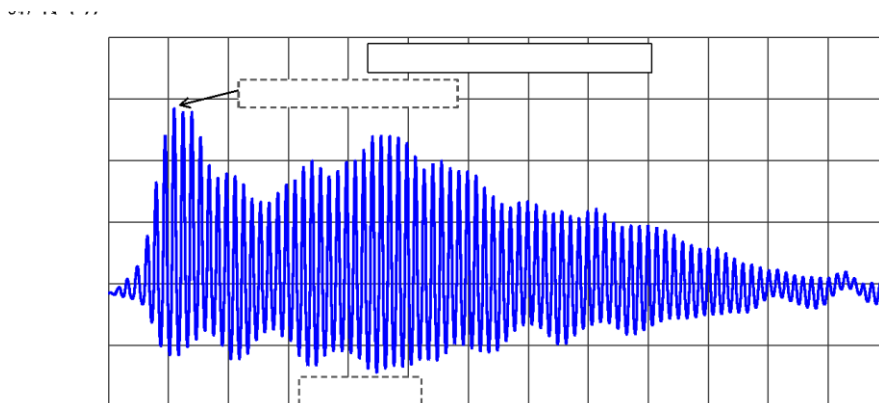


Figura 210 – Tensões *hot-spot* na direção oblíqua no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 50 m/s.

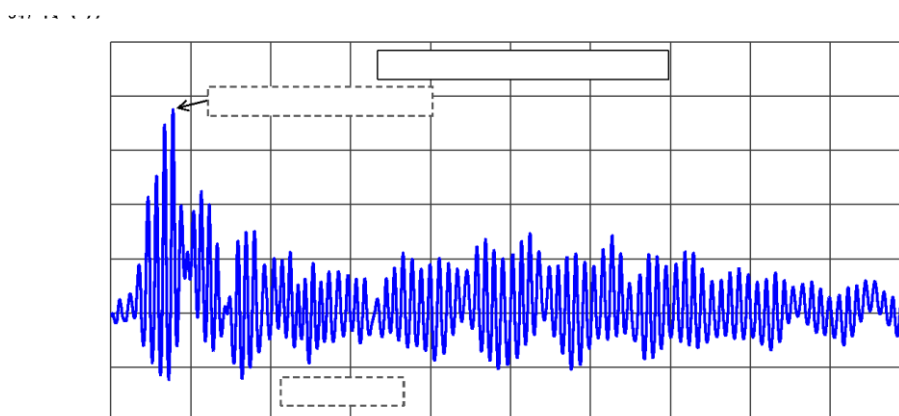


Figura 211 – Tensões *hot-spot* na direção oblíqua no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 60 m/s.

- **Tensões *hot-spot* ( $\sigma_y$ ) na componente “y”: Detalhe B – Pavimento Ruim**

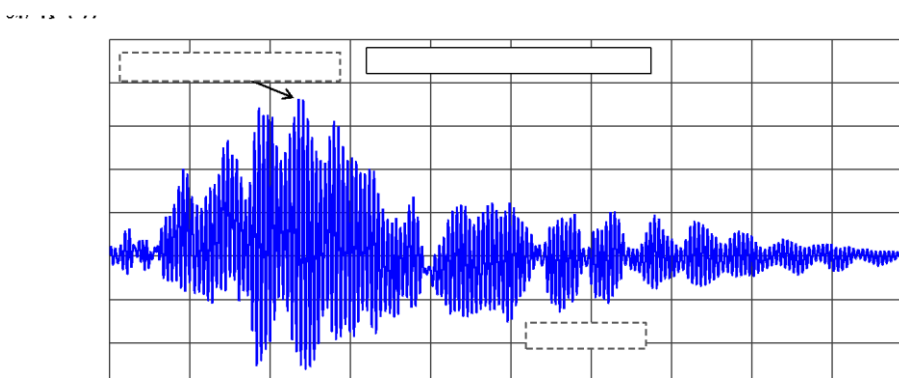


Figura 212 – Tensões *hot-spot* na direção vertical no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 10 m/s.

07/12/2017

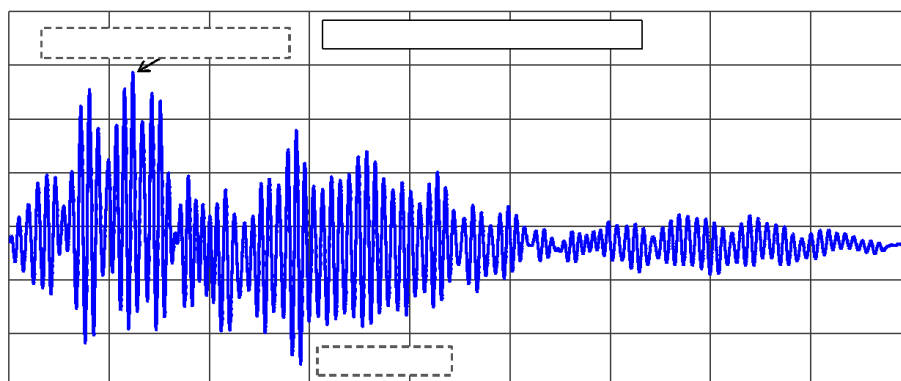


Figura 213 – Tensões *hot-spot* na direção vertical no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 30 m/s.

07/12/2017

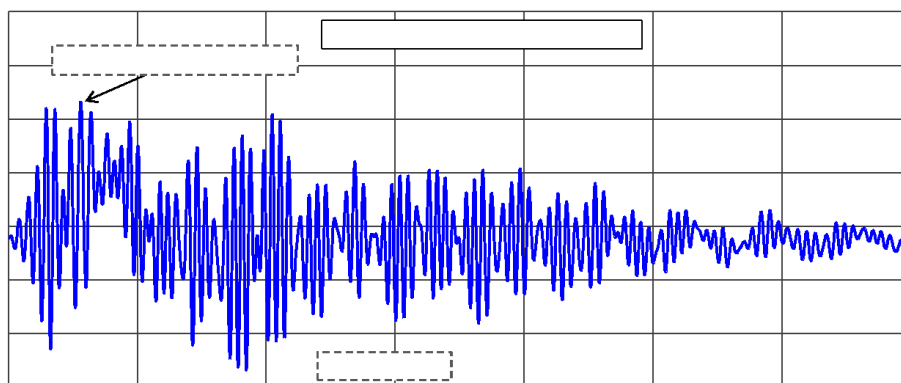


Figura 214 – Tensões *hot-spot* na direção vertical no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 40 m/s.

07/12/2017

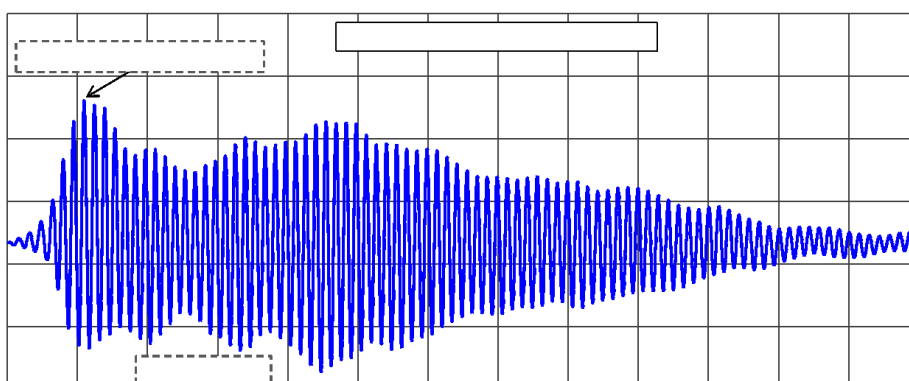


Figura 215 – Tensões *hot-spot* na direção vertical no detalhe *Web-gap* - Submodelo: 50 m/s.



2013.11.17

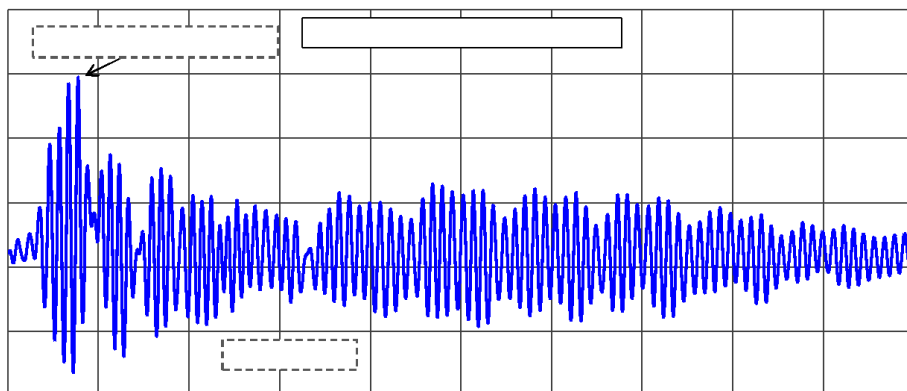


Figura 216 – Tensões hot-spot na direção vertical no detalhe Web-gap - Submodelo: 60 m/s.