

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
CEMACOM – CENTRO DE MECÂNICA COMPUTACIONAL**

**VERIFICAÇÃO À FADIGA DE PONTES METÁLICAS
FERROVIÁRIAS**

Daniel Fabre Afonso

Porto Alegre

março, 2007

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

DANIEL FABRE AFONSO

**VERIFICAÇÃO À FADIGA DE PONTES METÁLICAS
FERROVIÁRIAS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia na modalidade Acadêmico

Porto Alegre

março, 2007

Snnnt AFONSO, Daniel Fabre

Verificação à fadiga de pontes metálicas ferroviárias
/ Daniel Fabre Afonso. – aaaa.

Dissertação de mestrado – Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre,
BR-RS, 2007.

Orientação do Prof. Dr. Armando Miguel Awruch.

1. Fadiga. 2. Ponte. 3. Ferroviária. I. Awruch,
Armando, orient. II. Título.

CDU –ver bibliotecário

DANIEL FABRE AFONSO

**VERIFICAÇÃO À FADIGA DE PONTES METÁLICAS
FERROVIÁRIAS**

Esta Dissertação de Mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 12 de setembro de 2007

Prof. Armando Miguel Awruch
Dr. pela COPPE / Universidade Federal do
Rio de Janeiro
Orientador

Prof. Inácio Benvegnu Morsch
Dr. pelo PPGEC / Universidade Federal do
Rio Grande do Sul
Orientador

Prof. Fernando Schnaid
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Ignácio Iturrioz
Dr. pelo PPGEC / Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Marcelo Maia Rocha
Dr. Techn. pela Universidade de Innsbruck, Áustria

Prof. Ruy Carlos Ramos de Menezes
Dr. Techn. pela Universidade de Innsbruck, Áustria

Dedico este trabalho a minha família e a Shelen
pelo apoio incondicional para
o seu desenvolvimento.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço aos meus pais, pelo amor, amizade e principalmente pelo exemplo de perseverança e ética profissional. A vocês que sempre nos incentivaram a colocar o estudo em primeiro lugar, o meu muito obrigado.

Agradeço à minha namorada Shelen, pelos inúmeros momentos de compreensão, principalmente na etapa final deste trabalho. Obrigado pelo seu carinho, dedicação e amor.

Aos meus irmãos e suas famílias, pela amizade e principalmente por incentivarem-me a ingressar na Engenharia, muito obrigado.

À minha família porto alegreense, Luiz, tia Nita e Junior, obrigado por terem me acolhido e pelos 3 anos de convivência.

Agradeço aos professores Inácio e Awruch, pelos conhecimentos transmitidos e pela paciência e habilidade em orientar um aluno que nem sempre estava disponível para o desenvolvimento das atividades. Pelo companheirismo e exemplo, muito obrigado.

Agradeço aos professores Marcelo e Reguly pela realização das medições na ponte e ensaios do material.

Agradeço à ALL pelas informações concedidas e pelo apoio financeiro para a realização das medições em campo, em especial aos colegas José Antônio Colla e Rudinei Alves Barcellos pelo apoio e compreensão nas minhas ausências devido ao desenvolvimento deste trabalho.

Aos colegas da turma de estruturas, muito obrigado, pela amizade e momentos de descontração.

RESUMO

AFONSO, D.F. **Verificação à Fadiga de Pontes Metálicas Ferroviárias**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2007.

No início do século XIX, com a Revolução Industrial, o aço passou a ser um material competitivo e utilizado na construção de pontes que, até então, eram de pedra ou madeira. Assim, surgiram as primeiras pontes ferroviárias vencendo grandes vãos, ou seja, estruturas metálicas tracionadas submetidas a milhões de ciclos de carga, condições ideais para a fadiga de alto ciclo. Muitas destas estruturas ainda estão em tráfego, com mais de 100 anos de serviço e submetidas a carregamentos crescentes. Dado este cenário, este trabalho objetiva caracterizar as pontes metálicas ferroviárias, determinando os materiais empregados, tipos estruturais adotados e cargas utilizadas. Além disso, através de uma revisão da teoria de fadiga em aços e dos procedimentos recomendados pelas principais normas de estruturas metálicas, realiza-se um estudo de caso real de uma ponte que apresentou falha por fadiga em suas longarinas. Para tal, modela-se numericamente a estrutura e realiza-se análise experimental da mesma, através de medições *in situ*, para a calibração do modelo. Após, aplica-se as metodologias apresentadas nas normas e na teoria, a fim de efetuar-se a verificação à fadiga desta estrutura determinando a vida residual de seus elementos.

Palavras-chave: fadiga; ponte; ferroviária.

ABSTRACT

AFONSO, D.F. **Verificação à Fadiga de Pontes Metálicas Ferroviárias**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2007.

Verification to the Fatigue of Railway Steel Bridges

In the beginning of century XIX, with the Industrial Revolution, the steel started to be a competitive and used material in the construction of bridges that, until then, were of rock or wood. Thus, first great railroad bridges being successful vain, or either, tensile steel structures submitted the millions of load cycles had appeared, ideal conditions for the fatigue of high cycle. Many of these structures still are in traffic, with more than 100 years of service and submitted increasing loads. Get this scene, this objective work to characterize the railroad steel bridges, determining the used materials, structural types adopted and used loads. Moreover, through a revision of the theory of fatigue in steel and of the procedures recommended for the main codes of steel structures, is become a study of real case of a bridge that presented damage for fatigue in its stringers. For such, becomes a numerical model of the structure and experimental analysis of the same one, through measurements in situ, for the calibration of the model. After, one applies the methodologies presented in the codes and the theory, in order to effect it verification to the fatigue of this structure determining the residual life of its elements.

Key-words: fatigue; bridge; railway.

LISTA DE SÍMBOLOS

- A: área da seção transversal e amplitude que caracteriza a forma modal
- A_e : área frontal efetiva do reticulado
- C_a : coeficiente fornecido pela NBR 6123 (1988)
- D**: matriz dinâmica
- E: módulo de elasticidade longitudinal
- F**: matriz de flexibilidade
- F_{acel} : força de atrito de aceleração
- F_{fren} : força de atrito de frenagem
- G: módulo de elasticidade transversal
- I_{min} : momento de inércia mínimo da seção transversal
- I_x : constante de torção de Saint Venant
- I_y : momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo y
- I_z : momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo z
- K_0 : constante relativa a curva σ -N média (50% de probabilidade de ruptura) – BS 5400
- K_{Ic} : tenacidade do material
- L: vão
- M**: matriz de massa
- N: número de ciclos de tensão
- N_i : número de ciclos necessário para ocorrer falha para um dado nível de tensão
- N_V : número total de ciclos de tensão variável durante a vida útil da ponte - AREMA
- P: peso
- P_{cr} : carga crítica de Euler
- Q_m : carga média aplicada
- R_n : resistência nominal
- S_g : coeficiente de segurança
- S_R : intervalo de tensões - AREMA
- S_{Re} : intervalo de tensões efetivo – AREMA
- V_o : velocidade básica do vento
- V_k : velocidade característica do vento
- Y_k : fator de majoração das cargas
- Y_{FF} : fator parcial de segurança para carregamento de fadiga – EUROCODE 3

Y_{MF} : fator parcial de segurança para resistência à fadiga – EUROCODE 3

a : comprimento de trinca e aceleração

d : número de desvios padrão abaixo da linha média – BS 5400

f : frequência

f_f : coeficiente de atrito estático

m : massa

n_i : número de ciclos atuantes para um dado nível de tensão

q : pressão dinâmica do vento

v : velocidade

β : ângulo que localiza a seção transversal no espaço

Δ : inverso do antilogaritmo do desvio padrão do $\log N$ – BS 5400

Δk : faixa do fator de intensificação de tensões (*SIF range*)

$\Delta\sigma$: faixa de variação de tensão (*stress range*)

$\Delta\sigma_C$: resistência à fadiga para 2 milhões de ciclos para um dado detalhe – EUROCODE 3

$\Delta\sigma_D$: limite de fadiga de amplitude constante para um detalhe específico – EUROCODE 3

$\Delta\sigma_E$: intervalo de tensão de amplitude constante equivalente – EUROCODE 3

$\Delta\sigma_{E,2}$: intervalo de tensão de amplitude constante equivalente para 2 milhões de ciclos -
EUROCODE 3

$\Delta\sigma_L$: intervalo de tensão correspondente ao limite de corte, *cut-off limit* – EUROCODE 3

$\Delta\sigma_{nf}$: faixa de tensão limite – BS 5400

$\Delta\sigma_R$: resistência à fadiga para uma categoria específica de detalhe – EUROCODE 3

$\Delta\sigma_{UIC}$: intervalo de tensão devido ao carregamento UIC – DS 805

$\Delta\tau$: intervalo de tensão tangencial

Φ : fator de resistência e índice de área exposta

γ : peso específico

ζ : razão de amortecimento

θ : parâmetro de geometria

σ : tensão normal

σ_a : tensão normal alternante

σ_e : tensão de escoamento

σ_{fep} : limite de fadiga do material (corpo de prova)

σ_m : tensão normal média

$\sigma_{m\acute{a}x}$: tensão normal máxima

σ_{\min} : tensão normal mínima

σ_n : resistência à fadiga em n ciclos

σ_R : tensão de ruptura

σ_w : tensão normal transversal ao eixo da solda – EUROCODE 3

τ_w : tensão tangencial longitudinal ao eixo da solda – EUROCODE 3

ν : coeficiente de Poisson

φ : coeficiente de impacto

ω : frequência natural

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS	4
1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO	7
2. A FADIGA ESTRUTURAL E SEUS DIFERENTES ENFOQUES	8
2.1 DEFINIÇÕES GERAIS	8
2.1.1 Cargas que provocam fadiga	8
2.1.2 Regimes de fadiga	9
2.2 DEFINIÇÃO DAS CURVAS DE WÖHLER – LIMITE DE FADIGA	10
2.2.1 Estimativa de uma curva σ-N	11
2.2.2 Correção do limite de fadiga do material dos perfis	12
2.2.3 Influência das tensões médias	13
2.2.4 As curvas σ-N utilizadas nas normas	14
2.3 MODELO DE DANO	15
2.3.1 Consideração do dano abaixo do limite de fadiga	16
2.4 FADIGA EM ESTRUTURAS DE AÇO	18
2.4.1 Mecanismo de formação de fissuras – Fadiga x Fratura	18
2.4.2 Procedimento para análise à fadiga – abordagem σ-N	22
2.4.3 Diferentes enfoques de análise do dano por fadiga	23
2.4.4 Técnicas de avaliação da existência de fraturas	24
3. CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA	26
3.1 CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL	26
3.1.1 Aços estruturais	26
3.1.1.1 Aços carbono ou de média resistência (estrutural comum)	26

3.1.1.2 Aços de alta resistência e baixa liga	27
3.1.1.3 Aços liga tratados a quente	27
3.1.2 Aços utilizados nas pontes ferroviárias brasileiras	27
3.2 CLASSIFICAÇÃO DAS PONTES FERROVIÁRIAS	28
3.2.1 Estrado.....	28
3.2.2 Sistema estrutural das vigas principais	29
3.2.2.1 Viga em alma cheia	30
3.2.2.2 Viga em treliça.....	32
3.2.3 Ligações	33
3.2.3.1 Ligações rebitadas	33
3.2.3.2 Ligações parafusadas.....	33
3.2.3.3 Ligações soldadas	34
3.2.4 Contraventamento	34
3.3 CARACTERIZAÇÃO DA CARGA	34
3.3.1 Histórico de trens-tipo.....	34
3.3.2 Locomotivas e vagões utilizados – trem-tipo operacional.....	38
3.3.3 Velocidade de operação.....	40
4. PROCEDIMENTOS DE VERIFICAÇÃO À FADIGA – NORMAS.....	41
4.1 BS 5400	42
4.1.1 Classificação dos detalhes	42
4.1.2 Cálculo de tensões.....	44
4.1.3 Espectros de carga	44
4.1.3.1 Curvas σ -N adotadas	45
4.2 EUROCODE 3	48

4.2.1 Carregamento para análise de fadiga	49
4.2.2 Coeficientes parciais de segurança	50
4.2.2.1 Fatores parciais de segurança para carregamento de fadiga.....	50
4.2.2.2 Fatores parciais de segurança para resistência à fadiga.....	50
4.2.3 Espectro de tensão de fadiga	51
4.2.3.1 Cálculo de tensões	51
4.2.3.1.1 <i>Intervalo de tensões no material base</i>	51
4.2.3.1.2 <i>Intervalo de tensões para soldas</i>	52
4.2.3.1.3 <i>Espectro do intervalo de tensões de projeto</i>	52
4.2.4 Procedimento de avaliação da fadiga	52
4.2.4.1 Análise à fadiga baseada em intervalos de tensão nominal.....	53
4.2.4.1.1 <i>Carregamento de amplitude constante</i>	53
4.2.4.1.2 <i>Carregamento de amplitude variável</i>	53
4.2.4.1.3 <i>Intervalos de tensão tangencial</i>	56
4.2.4.1.4 <i>Combinação dos intervalos de tensão normais e tangenciais</i>	56
4.2.4.2 Avaliação de fadiga baseado em intervalos de tensão geométrica.....	57
4.2.5 Resistência à fadiga	57
4.2.5.1 Curvas de resistência à fadiga para detalhes classificados	61
4.2.5.2 Curvas de resistência à fadiga para detalhes não classificados	61
4.2.6 Cálculo da faixa de tensão equivalente com amplitude constante	62
4.3 AREMA.....	65
4.3.1 Fatores que influenciam a resistência à fadiga	65
4.3.1.1 Alguns dados históricos.....	67
4.3.2 Definição da carga móvel	68
4.3.3 Cálculo da faixa de tensões efetiva	69
4.3.4. Pontes existentes	70

4.4 PROCEDIMENTO BASEADO NA NORMA DS 805	72
4.5 NORMAS BRASILEIRAS	75
5. ESTUDO DE CASO – LEVANTAMENTO DE DADOS	76
5.1 METODOLOGIA.....	76
5.2 DETALHAMENTO DO PROBLEMA.....	77
5.3 DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA E VINCULAÇÃO DA PONTE.....	80
5.4 DEFINIÇÃO DO MODELO MATEMÁTICO.....	81
5.5 DESENVOLVIMENTO DO MODELO NUMÉRICO	83
5.6 DEFINIÇÃO DOS CARREGAMENTOS	87
5.6.1 Carga estacionária.....	87
5.6.2 Carga de vento	91
5.6.3 Carga de aceleração e frenagem.....	92
5.6.4 Carga móvel	93
5.6.4.1 Fator de carga dinâmico	100
5.7 DEFINIÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS NA PONTE	102
5.7.1 Caracterização metalográfica.....	102
5.7.2 Ensaio de dureza.....	104
5.7.3 Análise química.....	104
5.7.4 Tenacidade à fratura (K_{Ic}).....	104
5.7.5 Ensaios de tração simples.....	106
5.7.6 Observações.....	108
5.8 ANÁLISE EXPERIMENTAL DA PONTE.....	109
5.8.1 Vibração livre.....	111
5.8.2 Vibrações devidas à passagem das composições.....	112
6. ESTUDO DE CASO – ANÁLISES	114

6.1 ANÁLISES PRELIMINARES.....	114
6.1.1 Estimativa da frequência natural.....	114
6.1.2 Análise estática.....	115
6.2 ANÁLISE À FADIGA	120
6.2.1 Verificação quanto à teoria clássica de fadiga	121
6.2.1.1 Avaliação do diagrama σ -N	121
6.2.1.2 Análise da longarina isolada.....	124
6.2.1.3 Análise completa	127
6.2.2 Verificação pelo EUROCODE 3 (1993).....	130
6.2.3 Verificação pela AREMA (2000).....	132
6.2.4 Apresentação dos resultados.....	134
6.2.4.1 Dano acumulado utilizando curvas σ -N e Miner.....	134
6.2.4.2 Comparativo dos resultados utilizando Miner x Faixa de tensão efetiva	137
6.2.4.3 Estudo das longarinas 4 e 5	141
6.2.4.4 Vida útil remanescente	142
7. CONCLUSÕES.....	143
7.1 SUGESTÕES PARA NOVOS TRABALHOS	145
REFERÊNCIAS.....	146
ANEXO A – RESULTADOS DA ANÁLISE EXPERIMENTAL.....	150
A.1. REGISTROS DA VIBRAÇÃO LIVRE	150
A.2 REGISTROS DA PASSAGEM DA COMPOSIÇÃO	156
ANEXO B – SEÇÕES DOS GRUPOS DE PROPRIEDADES	160

1. INTRODUÇÃO

Até o final do século XVIII, antes da Revolução Industrial, as pontes eram construídas em alvenaria de pedra ou madeira. As estruturas em alvenaria de pedra em forma de arcos estavam sujeitas exclusivamente a esforços de compressão e chegavam a atingir vãos de 40 m. Já a madeira constituiu um dos materiais preferenciais para a construção de pontes, devido às características de baixo peso específico, boa resistência e a facilidade com que era trabalhada. Apesar de tratarem-se de estruturas trabalhando à tração, as pontes de madeira eram pouco solicitadas e sujeitas a um baixo número de ciclos. As figuras (1.1a) e (1.1b) ilustram pontes típicas daquela época.



(a)



(b)



(c)

Figura (1.1) – Ponte típica em alvenaria de pedra (a), ponte de madeira usada nos Estados Unidos no início do desenvolvimento das ferrovias (b) e ponte ferroviária metálica do início do século XX (c).

Com a Revolução Industrial, no século XIX, os produtos siderúrgicos tornam-se mais competitivos e o aço estrutural passa a ser utilizado nas construções. Desde então dá-se o desenvolvimento das grandes pontes em treliça metálica e pontes suspensas. Nesta mesma época surge a locomotiva a vapor (1814) e as primeiras viagens de trem entre Liverpool e Manchester (1830). Assim, tem-se pela primeira vez estruturas de pontes tracionadas com solicitações significativas e potencialmente submetidas a milhões de ciclos, ou seja, a condição ideal para a fadiga de alto ciclo. A figura (1.1c) ilustra uma ponte metálica ferroviária construída sobre o rio Paraná.

Alguns acidentes em pontes ferroviárias foram registrados nesta época, dos quais destaca-se o da ponte sobre o rio Tay, na Escócia. No dia vinte e oito de dezembro de 1879, durante uma tempestade de vento, a estrutura colapsou justamente quando um trem a cruzava. Todos os 75 passageiros e a tripulação morreram. Outro caso marcante, ocorreu em vinte e nove de agosto de 1907, com a ponte sobre o rio *St. Lawrence*, Quebec, Canadá, que colapsou ainda durante a construção vitimando 74 operários (GRAF, 2002). Além destas, muitas pontes treliçadas construídas na Europa antes da Segunda Guerra Mundial sofreram rupturas e colapsos pouco tempo depois de inauguradas, sob ação de baixos carregamentos e apresentando rupturas súbitas, sem aviso prévio, devido a fraturas frágeis. Resultados de pesquisas realizadas apontavam que invariavelmente as fissuras iniciais ocorriam em detalhes, locais de acentuada concentração de tensão (PRAVIA, 2003).

Paralelamente é importante caracterizar qual era o conhecimento de Fadiga e Mecânica da Fratura naquela época. O primeiro estudo sobre fadiga metálica acredita-se que tenha sido desenvolvido pelo engenheiro de minas alemão W.A.J. Albert em 1829. O termo fadiga foi usado pela primeira vez em 1837 por Poncelet. Estudos detalhados sobre fadiga metálica tiveram início em 1842 motivados pelo acidente ferroviário próximo à Versalhes. A causa deste acidente foi atribuída a falha por fadiga do eixo frontal da locomotiva. Nesta época Rankine apresentou a “Teoria da Cristalização” (admitia-se que um aço dúctil sob ação de um estado de tensões variável apresentava uma alteração na sua microestrutura passando a ter um comportamento de material frágil). Essa teoria é superada pelos estudos do engenheiro ferroviário August Wöhler por volta de 1850. Wöhler estudou a ruptura de frisos do rodeiro de locomotivas, que fraturavam após algumas centenas de quilômetros de serviço e embora, projetados de acordo com critérios de resistência estática, essa fratura ocorria sob condições

de carregamento normal. Além disso, apesar de os ensaios de tração realizados no material antes da entrada em serviço revelarem adequada ductilidade, a ruptura em serviço não apresentava sinais apreciáveis de deformação plástica. Ainda mais intrigante, os ensaios de tração realizados no material após a fratura em serviço apresentavam as características de ductilidade iniciais (SURESH, 1998), (BRANCO et al., 1999). As principais conclusões de Wöhler foram (Leis de Wöhler):

- A falha do material solicitado dinamicamente pode ocorrer bem abaixo da tensão de falha sob carregamento estático;
- A amplitude da tensão é decisiva para a destruição da força de coesão do material;
- A amplitude da tensão é o parâmetro mais importante para a determinação da falha, mas tendo a tensão de tração grande influência.

Estudos sobre o efeito das tensões médias foram realizados por Gerber (1874) e Goodman (1899). Em 1910, Basquin apresentou leis empíricas para a construção das curvas de Wöhler (curvas $\sigma - N$). Um modelo para considerar o dano acumulado por fadiga foi apresentado por Palmgren (1924) e Miner (1945). Efeitos de concentração de tensões foram estudados por Neuber em 1946.

Quanto a Mecânica da Fratura, pode-se dizer que nessa época não tinha-se muitos elementos para o estudo de falhas catastróficas. Em 1921, Griffith propôs um critério de falha relacionando fratura com crescimento de trinca. Somente a partir dos anos 40, com as falhas ocorridas em algumas embarcações do tipo Liberty (construção soldada) é que a fratura passou a ser considerada como um tipo de falha que poderia vir a acontecer em estruturas de aço. Nos anos cinqüenta, impulsionado pelos desastres ocorridos com os aviões Comet, foram lançadas as bases da Mecânica da Fratura a partir dos trabalhos de IRWIN e OROWAN. Em 1961, é publicada a *Lei de Paris* (COLLINS, 1993) da Mecânica da Fratura que relaciona o crescimento de trinca com fadiga.

Pelo exposto anteriormente, conclui-se que as pontes metálicas ferroviárias anteriores ao século XX, provavelmente, foram projetadas com base em critérios tradicionais de dimensionamento, visto que o conhecimento da fadiga nessa época era incipiente. É possível que as pontes até a Segunda Guerra Mundial também tenham sido projetadas apenas com base

em critérios tradicionais, ou seja, limitar a tensão máxima na seção crítica da estrutura ao valor da tensão de segurança, que é, via de regra, a tensão de escoamento dividida por um coeficiente de segurança. O sucesso da aplicação dos procedimentos tradicionais de dimensionamento depende do uso de um fator de segurança suficientemente alto, a fim de se evitarem falhas provocadas por qualquer aspecto que não tenha sido considerado diretamente no cálculo. A escolha desses fatores é um processo empírico, baseado na experiência acumulada. Desse modo, os fatores de segurança aplicados nas pontes devem contemplar cargas dinâmicas, cargas cíclicas, corrosão acentuada, aço de baixa qualidade e aumento dos carregamentos.

O projeto de estruturas considerando fadiga como um modo de falha importante é algo recente. Projetos de crescente sofisticação e razões de economia criaram a necessidade de melhor compreensão do comportamento dos materiais nas condições de serviço, e em particular, dos problemas de fratura e fadiga. O problema aqui identificado é interdisciplinar: seu estudo envolve contribuições de especialistas da física dos materiais, metalurgistas e engenheiros projetistas e de manutenção de estruturas metálicas (PRAVIA, 2003).

1.1 MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS

Um estudo realizado em pontes metálicas, no estado do Oregon, verificou a existência de fissuras de até 100 mm provocadas por fadiga em ligações no estrado de muitas destas pontes. Essas fissuras ocorriam principalmente nas cantoneiras de ligação das longarinas com as transversinas, detalhe onde ocorre elevada concentração de tensões, conforme figura (1.2) (DEPIERO et al., 2002).

Do mesmo modo, o trabalho realizado na Suécia por Al-Emrani e Kliger (2003), constatou que nestas mesmas cantoneiras de ligação das longarinas com as transversinas têm ocorrido um grande número de danos por fadiga. A principal função desta ligação é transferir a reação da longarina para a transversina, através de esforço cortante. Em geral, no projeto dessas peças é assumido que possuam suficiente flexibilidade rotacional, de forma a permitir a livre rotação dos extremos da longarina, devido à flexão da mesma, sem o desenvolvimento de momento fletor. Porém, testes experimentais e uma análise numérica utilizando o MEF, desenvolvida através de modelos 2-D e 3-D, mostrou que ao contrário da hipótese assumida no projeto, a ligação desempenhada pela cantoneira oferece considerável rigidez à rotação da

longarina, originando momentos fletores não considerados inicialmente. Com isso, essas peças são fontes comuns de danos por fadiga em pontes ferroviárias rebitadas conforme ilustrado na figura (1.3).

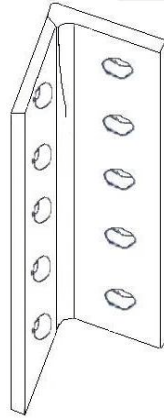


Figura (1.2) – Trinca típica em cantoneira de ligação longarina x transversina.

Fonte: DEPIERO et al., 2002.

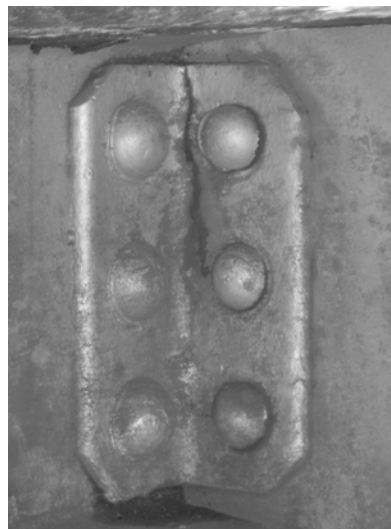


Figura (1.3) – Detalhe de trinca por fadiga em cantoneira de ligação da longarina x transversina.

Fonte: Arquivo Via Permanente da ALL.

Já na Grécia, testes de fadiga em membros representativos extraídos de estruturas foram realizados, devido a preocupação da administração da ferrovia em determinar as atuais condições das centenárias pontes ferroviárias existentes no sul do país, visto que muitas datam do final do século XIX (SPYRAKOS et al., 2004).

No Brasil, pode-se citar o trabalho de Almeida (1990), no qual se buscou analisar as condições que levaram ao surgimento de trincas em longarinas das pontes da linha Paranaguá - Curitiba, trecho Serra do Mar. Na década de 40, com o acréscimo de cargas foi construído um par extra de longarinas externamente às originais como medida de reforço das estruturas, fazendo com que aquelas não estivessem mais posicionadas sob os trilhos como as originais. Assim, sob carga os dormentes passaram a funcionar como vigas bi-apoiadas nas longarinas, e então, devido às rotações de seus extremos, são introduzidas tensões secundárias nas mesas superiores das longarinas levando-as à ruptura por fadiga, conforme ilustrado na figura (1.4).



Figura (1.4) – Detalhe de trinca por fadiga na alma da longarina.

Fonte: Arquivo Via Permanente da ALL.

Diversos outros trabalhos realizados; Kim et al. (2001), Li et al. (2001), DiBattista et al. (1998); demonstraram a importância do tema e a significância de seu estudo aprofundado. A avaliação da sobrevivência útil à fadiga de uma estrutura existente é um problema que atinge órgãos reguladores de transportes de todo o mundo. Destaca-se que as principais normas atuais de projeto de pontes metálicas consideram em seus procedimentos de dimensionamento o efeito de fadiga. Além disso, fixam o período de vida útil que uma ponte nova deve resistir, como, por exemplo, o EUROCODE em 100 anos e a AREMA em 80 anos.

Na malha ferroviária brasileira existem aproximadamente 6500 pontes metálicas (ALMEIDA, 1990). Este tipo de obra foi predominante desde a inauguração das primeiras ferrovias brasileiras, em 1850, até a década de 50, período em que desenvolveu-se a malha ferroviária. As estruturas foram importadas predominantemente da Bélgica, Alemanha, Inglaterra, França e Estados Unidos. Ao longo destes anos, o volume de recursos alocado em

manutenção destas pontes variou substancialmente entre as ferrovias nacionais, fazendo com que o atual estado de conservação seja totalmente diferente de uma região para outra. É importante destacar que, além de muitas estruturas possuírem mais de um século, foram projetadas para cargas por eixo substancialmente menores que as atuais. Como consequência, a partir de 1911, certos trechos cujas pontes haviam sido projetadas para cargas de 90 kN/eixo sofreram reforços sucessivos, passando a suportar composições com até 200 kN/eixo.

Com isso, o presente trabalho tem por objetivos caracterizar as pontes metálicas ferroviárias, determinando materiais, tipos estruturais e cargas utilizadas; estudar as principais normas aplicadas ao problema; desenvolver um procedimento capaz de realizar a verificação à fadiga de pontes metálicas ferroviárias considerando as cargas como quasi-estáticas e fazer um estudo de caso real. A principal meta é avaliar a sobrevida de uma ponte existente com o histórico de carga conhecido. O trabalho está focado na verificação à fadiga de pontes metálicas ferroviárias, estruturas constituídas, normalmente, por sistemas de vigas treliçadas ou de alma cheia, podendo possuir ou não estrado com vigamento secundário.

1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho desenvolvido está estruturado em sete capítulos. No capítulo 1, apresenta-se um breve histórico sobre a evolução do tema fratura por fadiga, além das motivações e objetivos que norteiam este trabalho. No capítulo 2, é feita uma revisão sobre os fundamentos da fadiga em estruturas de aço, bem como os métodos para quantificá-la. Na seqüência, são apresentados os diferentes enfoques para tratar o dano por fadiga e, por fim, os conceitos mínimos necessários para a avaliação em campo das pontes. No capítulo 3, caracteriza-se o problema, descrevendo-se as principais características dos aços estruturais, classificando sob diversos aspectos as pontes metálicas ferroviárias e, por último, são apresentadas as cargas típicas a que estas estruturas estão sujeitas. No capítulo 4, apresenta-se um resumo sobre os procedimentos recomendados pelas principais normas no dimensionamento e verificação à fadiga em pontes metálicas. Nos capítulos 5 e 6, apresenta-se um estudo de caso no qual aplica-se o procedimento proposto, que tem como base o uso de programas comerciais simples com suporte de pequenos programas desenvolvidos em fortran 90 ou em planilhas eletrônicas. No capítulo 7, apresenta-se as conclusões do estudo bem como as sugestões para a seqüência deste trabalho.

2. A FADIGA ESTRUTURAL E SEUS DIFERENTES ENFOQUES

Neste capítulo apresenta-se uma revisão do tema fadiga em estruturas de aço e como quantificá-la, apresentando seus conceitos básicos como as curvas de Wöhler e os modelos de dano mais recomendados pelas bibliografias.

2.1 DEFINIÇÕES GERAIS

2.1.1 Cargas que provocam fadiga

Qualquer tensão que varie no tempo pode potencialmente provocar falha por fadiga. As características destas tensões variam substancialmente de acordo com a aplicação enfocada. De modo geral, as tensões variáveis no tempo são divididas em dois grupos: o das tensões de amplitude constante e o das tensões de amplitude variável. As tensões de amplitude constante têm, normalmente, natureza determinística e estão relacionadas com máquinas rotativas. Elas são classificadas como flutuante, repetida e alternante. A figura (2.1) ilustra estas tensões, na qual σ_a e σ_m são as tensões alternante e média, σ_{\max} é a tensão máxima, σ_{\min} é a tensão mínima e $\Delta\sigma$ é a faixa de variação de tensão (*stress range*).

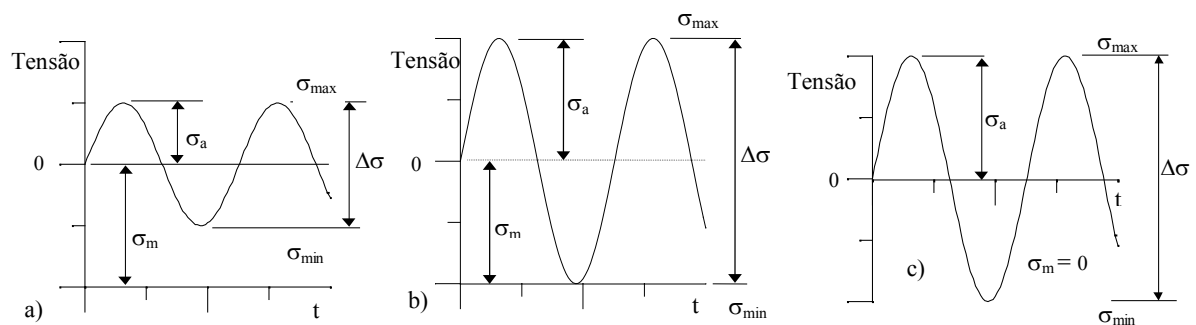


Figura (2.1) – Classificação das tensões com amplitude constante.

a) Tensão flutuante; b) Tensão repetida; c) Tensão alternante.

Fonte: Morsch, 2001.

A tensão alternante σ_a e a faixa de variação de tensão, utilizadas nos gráficos desta figura, são calculadas conforme as equações (2.1) e (2.2).

$$\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min} \quad (2.1)$$

$$\sigma_a = \frac{\Delta\sigma}{2} = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{2} \quad (2.2)$$

As tensões de amplitude variável, figura (2.2), estão normalmente associadas, entre outros casos, com o tráfego de veículos, com o vento agindo nas asas de aviões, com as ondas agindo em plataformas marítimas. Estas tensões geralmente têm uma frequência de atuação variável, o que faz com que elas tenham, na maioria das vezes, uma natureza aleatória, que será mais ou menos intensa de acordo com as características da carga. As tensões associadas ao tráfego de um veículo têm amplitude e frequência variáveis, sendo de natureza aleatória.

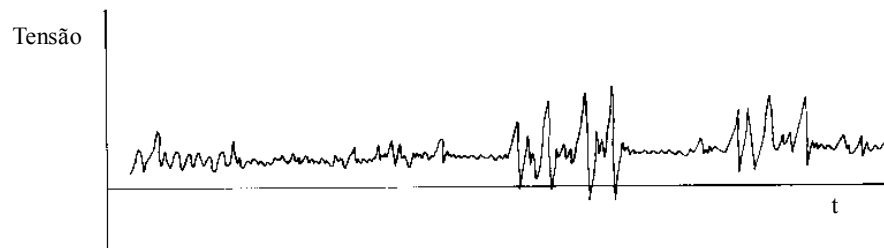


Figura (2.2) - Tensão com amplitude e frequência variável de natureza semi-aleatória.

Fonte: NORTON, 1998.

É importante comentar que a fadiga também pode ser causada por um estado de tensões constantes desde que haja corrosão associada, como por exemplo em estruturas metálicas que trabalham sob o ataque de água marítima ou de outros elementos corrosivos tais como chuva-ácida (NORTON, 1998).

2.1.2 Regimes de fadiga

Os regimes de fadiga são identificados como de alto ciclo (*High-Cycle Fatigue* – HCF) ou de baixo ciclo (*Low-Cycle Fatigue* – LCF) com base no número de ciclos de tensão que são aplicados numa peça durante o seu tempo de serviço. A fadiga de alto ciclo está relacionada com tensões baixas, deformações elásticas e um grande número de ciclos até a falha da peça. Já a fadiga de baixo ciclo está relacionada com tensões altas, deformação plástica significativa em cada ciclo e um pequeno número de ciclos até a falha da peça. Não

há uma linha divisória definida entre os dois regimes, mas neste trabalho considera-se fadiga de alto ciclo a partir de 10^3 ciclos de tensão (NORTON, 1998). Quando se aplica a fadiga de alto ciclo, é usual uma abordagem a partir dos diagramas σ -N, sendo as tensões obtidas por uma análise elástica linear.

2.2 DEFINIÇÃO DAS CURVAS DE WÖHLER – LIMITE DE FADIGA

As curvas de Wöhler, curvas σ -N, são obtidas através de ensaio de flexão rotativa ou compressão e tração (*push-pull*), em laboratório usando-se corpos de prova normalizados. Estes ensaios são realizados aplicando-se no corpo de prova uma tensão σ , que oscila com amplitude constante, até que se verifique a falha e se registre o número de ciclos N. As curvas resultantes são escritas na forma $N\sigma_n^m = 10^a$, que em coordenadas logarítmicas corresponde:

$$\log \sigma_n = \frac{1}{m}(a - \log N) \quad (2.3)$$

na qual σ_n é a resistência à fadiga em n ciclos, m e a são parâmetros obtidos por resultados experimentais. A figura (2.3) ilustra uma curva σ -N, que é aproximada por uma ou mais retas. Cada uma destas curvas têm uma probabilidade de sobrevivência dos corpos de prova associada (COLLINS, 1993), (JUVINALL, 1967).

O resultado de maior importância prática que se obtém de uma curva σ -N é o limite de fadiga do material (corpo de prova), $\sigma_{f_{cp}}$, que é definido como a máxima tensão alternante que este suporta sem apresentar falha, independente do número de ciclos de carga. Para a maioria dos aços têm-se um limite de fadiga definido, que normalmente é encontrado na faixa entre 10^6 e 10^7 ciclos. (NORTON, 1998).

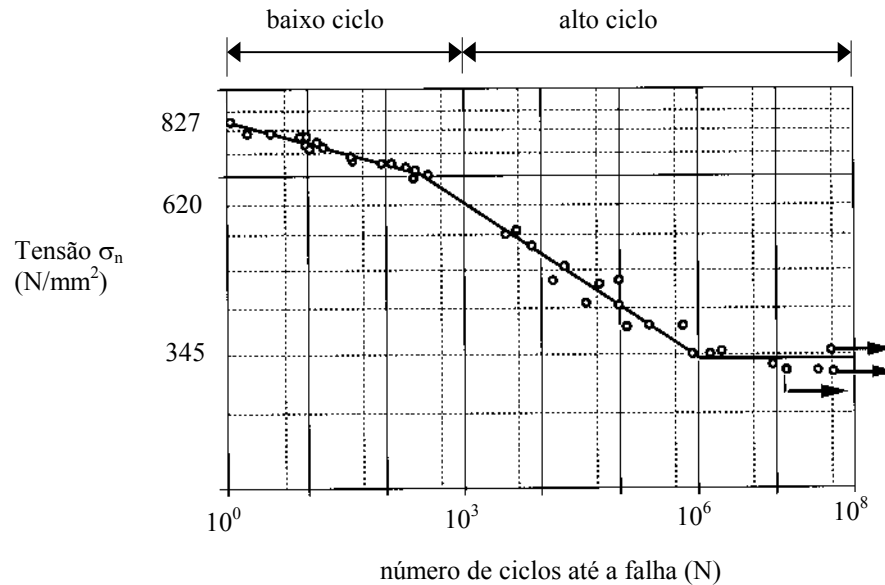


Figura (2.3) - Exemplo de curva σ -N.

Curva σ -N correspondente a um ensaio tipo push-pull para o aço AISI 4130. Na figura pode-se identificar a transição entre a região de fadiga de baixo ciclo e alto ciclo, bem como o limite de fadiga do material.

Fonte: NORTON, 1998.

2.2.1 Estimativa de uma curva σ -N

Quando não se dispõe de dados experimentais, adotam-se relações empíricas para a construção da curva σ -N. A maioria dos autores considera a região do diagrama correspondente à fadiga de alto ciclo a partir de 10^3 ciclos (NORTON, 1998), (SAE, 1997), (COLLINS, 1993). A resistência à fadiga σ_{10^3} , correspondente a 10^3 ciclos, é definida pela relação de *Manson*: $\sigma_{10^3} = 0,9 \cdot \sigma_r$, em que σ_r é a tensão de ruptura do material (NORTON, 1998). O limite de fadiga do material σ_{fcp} é estimado por relações empíricas baseadas na tensão de ruptura, dureza Brinell e na composição química do material. Para aços com baixo teor de carbono, caso do ASTM A36, faz-se $\sigma_{fcp} = 0,5 \cdot \sigma_r$. O número de ciclos correspondente ao limite de fadiga é aproximado, pela maioria dos autores, como 10^6 ciclos (SAE, 1997), (COLLINS, 1993), (SHIGLEY & MISCHKE, 1986).

A curva σ - N é obtida unindo-se os dois pontos anteriormente calculados por uma reta, como ilustrado na figura (2.4). A curva resultante corresponde a uma probabilidade de sobrevivência de 50% dos corpos de prova (SAE, 1997).

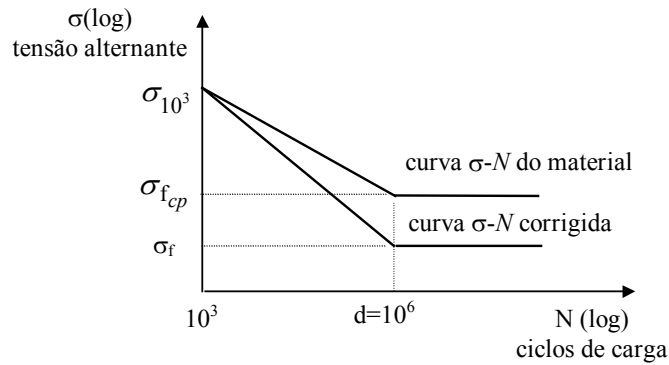


Figura (2.4) - Curva σ - N em escala logarítmica.

Fonte: MORSCH, 2001.

Logo, os parâmetros m e a , utilizados na equação (2.3), podem ser determinados a partir das expressões (2.4). Trocando-se nesta expressão σ_f por $\sigma_{f_{cp}}$ se obtém m e a correspondentes a curva do material não corrigida.

$$m = \frac{\log\left(\frac{d}{10^3}\right)}{\log\left(\frac{\sigma_{10^3}}{\sigma_f}\right)} \quad \text{e} \quad a = m \cdot \log\left(\sigma_{10^3}\right) + 3 \quad (2.4)$$

Tanto a curva σ - N obtida por ensaio quanto a obtida através de relações empíricas, devem ser corrigidas porque as situações de uso real do material não apresentam as condições ideais exigidas para os corpos de prova. Esta correção é feita sobre o limite de fadiga conforme ilustrado na figura (2.4), (NORTON, 1998).

2.2.2 Correção do limite de fadiga do material dos perfis

O limite de fadiga do material deve ser corrigido para levar em consideração o tipo de carregamento aplicado, o acabamento superficial da peça, efeito de escala, confiabilidade nas

propriedades do material, efeito de temperatura, tratamentos mecânicos (por exemplo o jateamento de esferas), tratamentos térmicos (por exemplo a têmpera), meio ambiente, soldagem e concentração de tensões. A influência de boa parte destes itens é bem documentada; NORTON (1998), SAE (1997), JUVINALL (1983); e está baseada em resultados experimentais. MORSCH (2001) apresenta um resumo sobre os fatores de correção mais aplicados. Quanto a concentração de tensões pode-se dizer que para estruturas de pontes os principais concentradores de tensão são os cordões de solda e as geometrias das juntas. Em ambos os casos o procedimento de trabalho consiste em empregar curvas σ -N particularizadas para o tipo de detalhe ou modelar o detalhe com elementos finitos.

2.2.3 Influência das tensões médias

Os ensaios realizados para obter uma curva σ -N padrão aplicam cargas totalmente alternantes, figura (2.1.c), ou seja, com média zero. Sabe-se que tensões médias σ_m positivas reduzem o limite de fadiga do material, enquanto tensões médias negativas têm efeito contrário. Essa influência pode ser detectada através de ensaio do tipo *push-pull* com tensão média não nula. Quando não se dispõem de dados experimentais específicos do problema, a influência das tensões médias não nulas é estimada por relações empíricas. Entre as relações mais aceitas está a reta de Goodman. Outras relações empíricas podem ser encontradas em COLLINS (1993) e MORSCH (2001). A equação (2.5) representa a reta de Goodman e a figura (2.5) ilustra o diagrama modificado de Goodman no qual aplica-se também o critério de falha por escoamento no primeiro ciclo. Esse diagrama deve ser construído para um número de ciclos N fornecido, para maiores detalhes ler MORSCH (2001).

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_n} + \frac{\sigma_m}{\sigma_r} = 1 \quad (2.5)$$

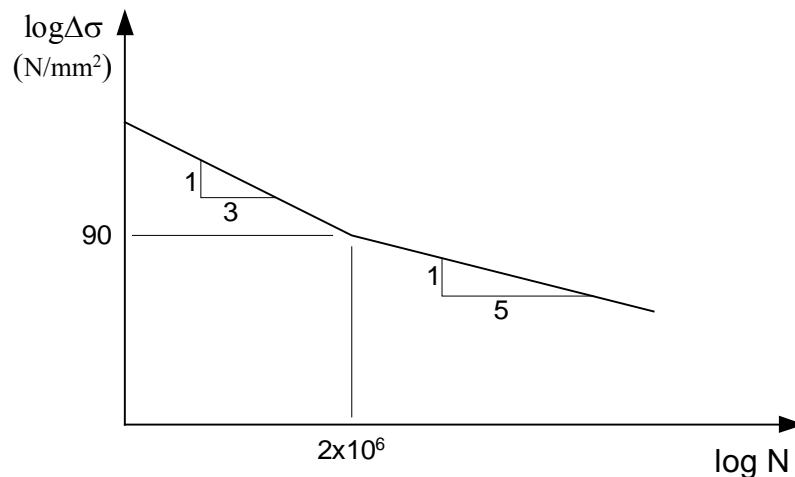


Figura (2.6) – Curva σ -N com dupla declividade de acordo com a norma DS 805.

2.3 MODELO DE DANO

A falha provocada por uma excitação aleatória ocorre como um resultado da combinação dos efeitos de ciclos de tensões com amplitudes diferentes de modo que os gráficos σ -N não são aplicados de modo direto. Até o momento, não há conhecimento suficiente do mecanismo básico de fadiga para ser possível aplicar os resultados dos ensaios com amplitude de tensão constante para o caso de tensões variando de forma aleatória. Várias hipóteses foram apresentadas com o objetivo de analisar o que ocorre sob condições de carregamento aleatório. A mais conhecida delas é a *regra linear do dano acumulado* de *Palmgren-Miner* (proposta por Palmgren, na Suécia, em 1924, e por Miner, de forma independente, nos Estados Unidos em 1945). Esta regra estabelece que se n_i ciclos de tensões com amplitude σ ocorrem, e se N_i é o número de ciclos necessários para ocorrer falha neste mesmo nível de tensão, então, a fração de dano causada por n_i ciclos vale n_i/N_i . Este resultado está melhor representado na figura (2.7). Logo, a falha é esperada quando a soma de todas as frações de dano for igual a um, conforme expressão (2.6). Nesta expressão, k é o número de diferentes níveis de tensão numa seqüência específica de carregamento e i é o i ésimo nível de tensão nesta seqüência de carregamento (MORSCH, 2001).

$$\sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} = 1 \quad (2.6)$$

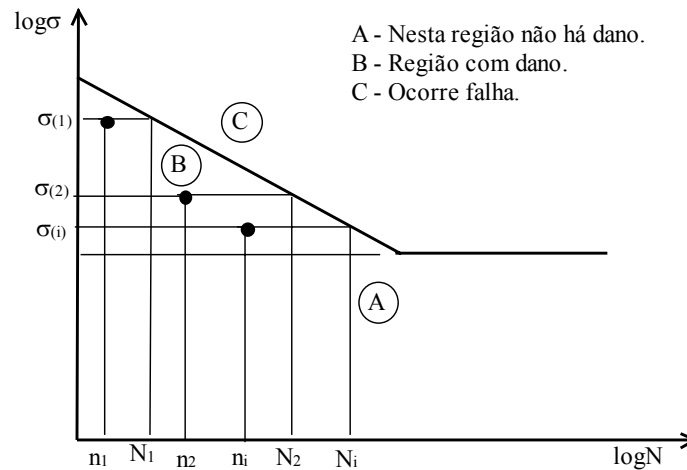


Figura (2.7) – Aplicação da regra do dano linear.

A maior deficiência da regra de Miner é que ela não considera o efeito de seqüência na aplicação da carga e, além disso, o dano é acumulado na mesma taxa correspondente ao nível de tensão dado sem considerar a história de carga anterior ou seja o processo é linear. De modo geral, a equação (2.6) pode resultar em valores entre 0,3 e 3 em função do efeito de seqüência da carga, no entanto em processos com carga aleatória o resultado desta equação tende à unidade. Apesar dessas limitações a regra de Miner é adotada por todas as normas de projeto de estruturas soldadas e de pontes metálicas. Maiores considerações a respeito da regra do dano linear podem ser encontradas em MORSCH (2001), bem como outras leis de dano podem ser encontradas em COLLINS (1993).

2.3.1 Consideração do dano abaixo do limite de fadiga

A aplicação da regra de Miner implica que tensões inferiores ao limite de fadiga, determinado com tensões de amplitude constante, não causam dano porque se $N \rightarrow \infty$ então $n/N \rightarrow 0$, o que se provou não ser correto quando se trabalha com tensões de amplitude variável. Nota-se que as tensões mais elevadas podem propagar uma trinca até um comprimento crítico, tal que tensões inferiores ao limite de fadiga também possam causar dano (BRANCO et al., 1999). Este é um tema sem consenso existindo diversas propostas para o assunto, das quais se destacam as ilustradas na figura (2.8). A curva A ilustra o diagrama σ - N padrão. Esta curva não considera dano abaixo do limite de fadiga sendo o procedimento

padrão adotado no projeto de elementos de máquinas. A norma DIN 15018 (BRANCO, 1999), que trata de elementos de elevação, utiliza esta abordagem.

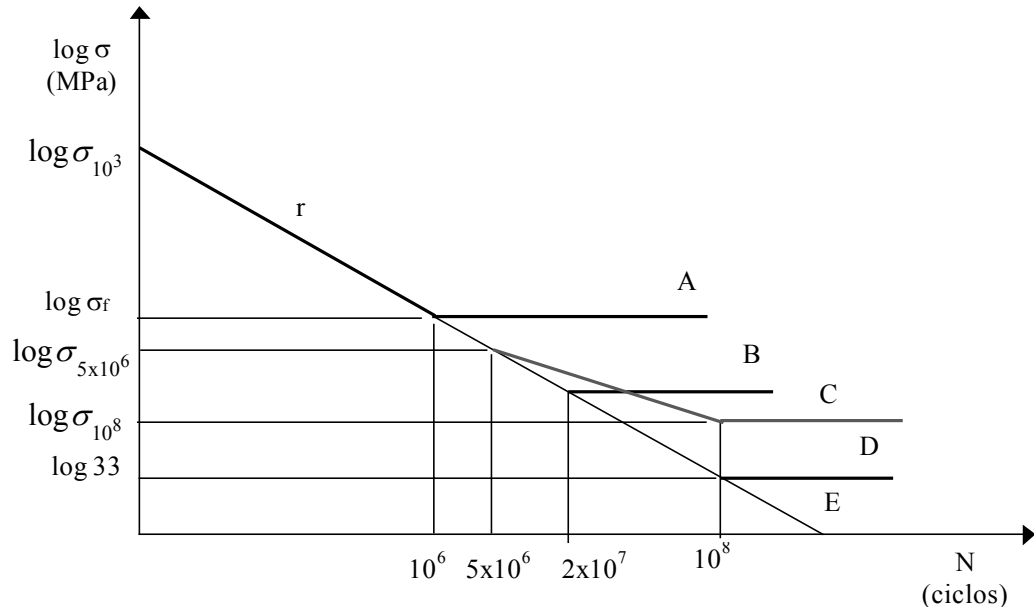


Figura (2.8) - Curvas para consideração do dano abaixo do limite de fadiga.

A curva B é obtida prolongando-se a reta r até 2×10^7 ciclos, definindo-se, então, uma tensão limite abaixo da qual não ocorre dano (este valor de tensão é denominado como *cut-off limit*). Esta abordagem é usada por alguns códigos de projeto, mas está em desuso. A curva C é obtida pelo prolongamento da reta r até 5×10^6 ciclos. A partir deste ponto traça-se uma nova reta, com declividade menor que a anterior, até 10^8 ciclos (a norma alemã de projeto de pontes ferroviárias prolonga essa reta até 33 MPa). Traça-se a seguir uma reta horizontal obtendo uma nova tensão limite. Este tipo de curva é adotada no projeto de estruturas soldadas pelos códigos EUROCODE 3 e BS-5400, bem como pela norma americana de projeto de estruturas ferroviárias (AREMA). Normalmente o fator m da segunda reta é obtido fazendo-se $m + 2$. A curva D é obtida prolongando-se a reta r até um nível de tensão baixo, usualmente 33 MPa, traçando-se a partir daí uma reta horizontal. Este procedimento não é mais utilizado nos códigos atuais. A curva E é obtida prolongando-se a reta r até a interseção com o eixo das abscissas. Evidentemente trata-se de uma curva conservativa. A escolha do tipo de curva a ser empregado tem uma influência razoável sobre as estimativas de dano acumulado e conseqüentemente sobre a previsão de vida útil.

2.4 FADIGA EM ESTRUTURAS DE AÇO

A fratura por fadiga é a ruptura do material sujeito a ciclos repetidos de tensão ou deformação. No caso de estruturas de pontes metálicas ferroviárias, tal comportamento é causado por carregamentos de amplitude variável oriundos, principalmente, do tráfego das composições (PRAVIA, 2003). Neste caso, o problema de fadiga pode ser classificado como de fadiga de alto ciclo já que as tensões a nível macroscópico são bem inferiores à tensão de escoamento e o número de ciclos de carregamento é da ordem dos milhões.

2.4.1 Mecanismo de formação de fissuras – Fadiga x Fratura

Invariavelmente os componentes estruturais apresentam defeitos que são formados durante sua fabricação, montagem, reparo ou manutenção. Sob condições variadas de carregamento e ambiente, esses defeitos originam pequenas fissuras que crescem com o tempo levando os componentes à falha. Dependendo da função estrutural deste componente e de seu uso em serviço, o impacto de sua ruína pode variar desde um dano local até uma falha catastrófica (CHAN et al., 2001). Normalmente essas fissuras iniciam em locais que apresentam concentração de tensões, defeitos provocados na fabricação e defeitos introduzidos durante inspeção, reparo ou montagem (VASUDEVAN et al., 2001).

O mecanismo da fadiga é composto pelas seguintes fases sucessivas: nucleação ou iniciação da fissura de fadiga, propagação dessa fissura e ruptura final. A iniciação de uma fissura de fadiga ocorre normalmente na superfície do corpo, visto que aí, a concentração de tensões é máxima (BRANCO et al., 1999). Uma vez iniciada a trinca, a propagação da fissura de fadiga dá-se em três fases conforme ilustrado na figura (2.9). A fase I consiste num crescimento a 45° , relativamente à direção da sollicitação, o que corresponde à propagação do defeito inicial em planos com valor elevado da tensão de corte. Na fase II a fissura tende a propagar-se perpendicularmente à sollicitação externa, comportamento governado pelo valor da tensão normal. A transição I-II é geralmente atribuída a redução do quociente tensão de corte / tensão normal na vizinhança da extremidade da fissura. A velocidade de propagação na fase II é função da amplitude do fator de intensidade de tensão. Finalmente, atingido um valor crítico do comprimento da fissura, dá-se a ruptura instável final. Para maiores detalhes sobre o mecanismo de fadiga indica-se a leitura de SURESH (1998).

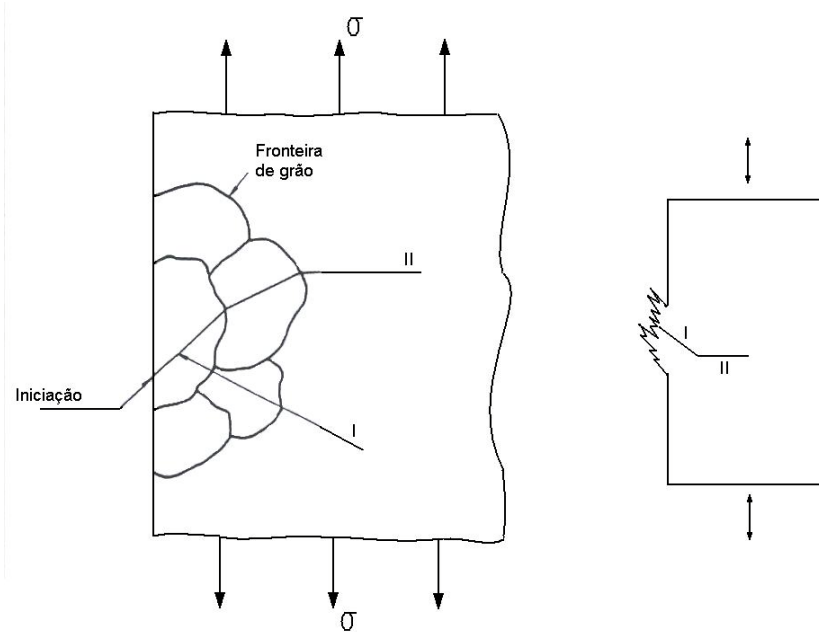


Figura (2.9) – Iniciação e fases I e II do crescimento de uma fenda de fadiga.

Fonte: BRANCO et al., 1999.

Nos últimos 130 anos, milhares de estudos sobre o tema fadiga foram publicados e os dados disponíveis são consideráveis. Esses estudos e as suas formas de tratar os problemas, com todas as suas variações e métodos de aproximação, podem ser grosseiramente divididos em duas categorias: os que tratam de “fadiga” e os que tratam de “fratura”. No domínio da fadiga se entende as curvas clássicas σ -N, dano acumulado, métodos de contagem, fadiga de alto ciclo, fadiga de baixo ciclo e as peças são consideradas livres de trincas de engenharia. No domínio da fratura se entende estudo de trincas, Mecânica da Fratura Elástica Linear, Mecânica da Fratura Elastoplástica e todo assunto relacionado a propagação de trincas.

A iniciação de trincas pertence a uma zona não clara entre essas duas aproximações. Por definição pertence ao grupo da fratura porque ela trata do crescimento de trincas. No entanto, várias escolas consideram o processo de iniciação de trinca como sendo a criação de uma trinca pequena numa peça livre de trincas de engenharia submetida a tensões cíclicas. Depois da formação da trinca o tratamento é transferido da “fadiga” para a “fratura”.

Fadiga e fratura são diferentes campos e usam diferentes parâmetros e técnicas de cálculo para resolver problemas que são muito próximos ou da mesma natureza. Esta distinção é inconveniente sendo necessário uma aproximação que unifique esses dois campos. O diagrama geral apresentado na figura (2.10) inclui todos os regimes de fadiga e fratura, bem como a interação entre esses, e é bastante útil para classificar o problema na sua zona correta e indicar qual a melhor maneira de resolvê-lo (ASME, 1993).

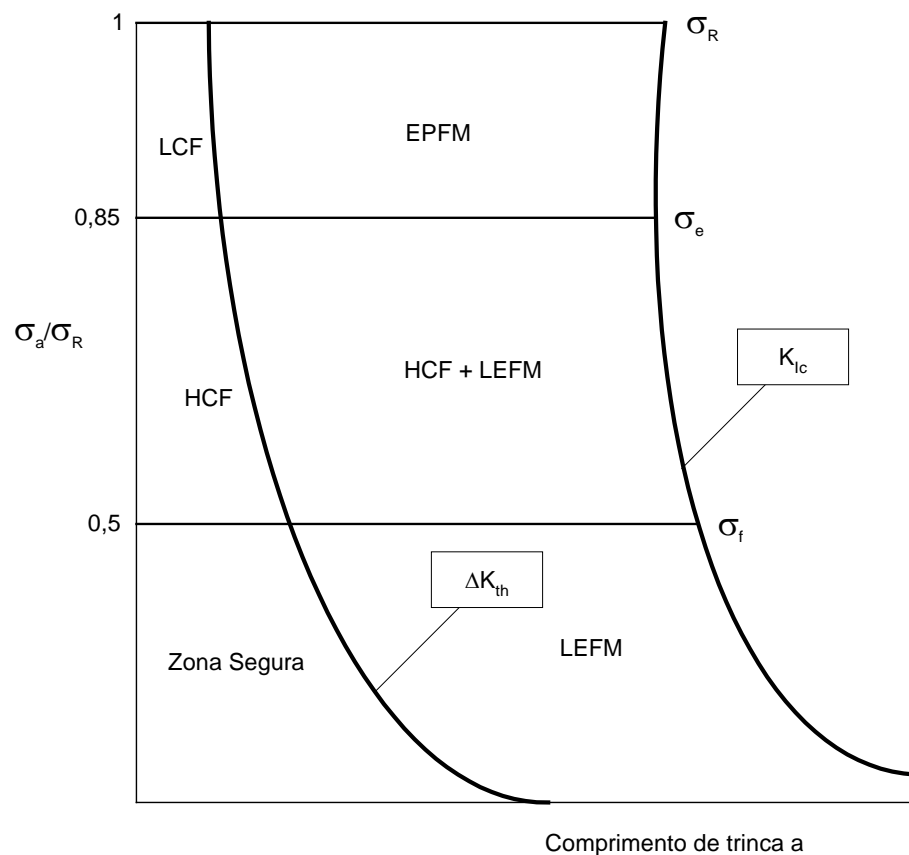


Figura (2.10) – Diagrama geral dos regimes de fadiga e fratura.

Fonte: ASME, vol 115, 1993, p. 380 – 384.

O parâmetro mais usado no domínio da fadiga é a tensão alternante σ_a enquanto que no domínio da fratura é o comprimento de trinca a . Logo esses são os dois parâmetros básicos para a construção do diagrama. No eixo das ordenadas do diagrama representa-se a tensão σ_a , normalizada pela tensão de ruptura σ_R , em escala logarítmica. No domínio da fadiga o comprimento da trinca inicial é considerado muito pequeno, da ordem de magnitude do acabamento superficial do material.

A faixa do fator de intensificação de tensões (*SIF range*) Δk é função da geometria (θ), da faixa de tensão $\Delta\sigma$, do comprimento da trinca a e das condições de contorno.

$$\Delta k = \theta \cdot \Delta\sigma \cdot \sqrt{\pi a} \quad (2.7)$$

A partir da equação (2.7) são definidas duas curvas: a primeira com $\Delta k = \Delta k_{th}$ que é denominada de faixa do fator de intensificação de tensões inferior (*stress intensity factor threshold range*) e a segunda quando $\Delta k = k_{Ic}$ que é denominada de resistência à fratura do material da peça. Todos os cálculos da mecânica da fratura consideram um Δk_{ef} , que leva em conta apenas os valores positivos do Δk . Logo, quando $k_{min} > 0$ tem-se $\Delta k = k_{max} - k_{min}$ e quando $k_{min} < 0$ tem-se $\Delta k = k_{max}$. Também são traçadas três linhas de resistências no nível da tensão de escoamento, limite de fadiga e tensão de ruptura.

Portanto o gráfico da figura (2.10) é dividido em seis zonas que são detalhadas a seguir:

- Zona segura A: Zona A, que está abaixo do limite de fadiga σ_n e está a esquerda da curva $\Delta k = \Delta k_{th}$ representa a zona segura. Qualquer combinação de tensões e de comprimento de trinca nessa zona é segura, não há propagação nem dano acumulado;
- Zona B (LEFM): A zona B está localizada entre as curvas $\Delta k = \Delta k_{th}$ e $\Delta k = k_{Ic}$ e está abaixo da linha do limite de fadiga. As tensões nessa zona são baixas, mas as trincas são mensuráveis. A propagação da trinca sob tensões cíclicas pode ser determinada aplicando-se a Lei de Paris. Nessa zona se encontram a maioria das trincas de estruturas e partes soldadas. Os resultados obtidos com a Lei de Paris nessa zona são bons. Fora dessa zona os resultados obtidos aplicando-se LEFM apresentam uma relação pobre com os resultados experimentais;
- Zona C (HCF): Essa é a zona correspondente a maioria dos ensaios de fadiga. Todas as peças livres de trincas de engenharia foram testadas ou iniciaram a acumular dano nesta zona. A regra do dano linear de Palmgreen-Miner bem como as curvas σ -N foram propostas para essa região. Além disso, a maior parte (95% ou mais) da vida de fadiga de uma peça é gasta nesta zona;

- Zona D: Essa é uma zona de desenvolvimento complexo. Ela é delimitada pelas curvas $\Delta k = \Delta k_{th}$ e $\Delta k = k_{lc}$, sendo as tensões superiores ao limite de fadiga e inferiores a tensão de escoamento. Nesta zona aplica-se a LEFM, bem como todas as equações da fadiga de alto ciclo;
- Zona E (LCF): Esta zona é delimitada pela curva $\Delta k = \Delta k_{th}$ e as tensões são superiores a tensão de escoamento. Muitos estudos foram feitos e bons resultados foram obtidos empregando-se as curvas ϵ -N;
- Zona F (EPFM): Essa é a zona da Mecânica da Fratura Elasto-plástica. Nessa zona a LEFM não se aplica.

2.4.2 Procedimento para análise à fadiga – abordagem σ -N

Um dos procedimentos mais utilizados para estudar o problema de falhas produzidas por fadiga é a abordagem σ -N, que está baseada nas curvas σ -N, associada a regra de dano acumulado de Palmgren-Miner, ambas anteriormente apresentadas. Dos procedimentos disponíveis, sem dúvida, é o mais empírico, mas ao mesmo tempo é a abordagem que dispõe do maior número de dados experimentais e práticos. Além disso, é o procedimento de cálculo que junto com conceitos da MFEL serve de base para os principais códigos de dimensionamento de estruturas metálicas submetidas à fadiga. (LI et al., 2000).

Em resumo a abordagem σ -N está baseada na correção das curvas σ -N para a situação de uso da peça através da aplicação de vários fatores de correção baseados em resultados experimentais e empíricos. Com esses gráficos corrigidos e com tensões calculadas a nível macroscópico, levando em conta concentrações de tensões, faz-se o dimensionamento da estrutura. De modo geral, trata-se de um conhecimento bem sedimentado, cuja formulação pode ser encontrada em livros clássicos de projeto tais como JUVINALL (1963), FUCHS & STEPHENS (1980), JUVINALL (1983), SHIGLEY & MISCHKE (1986), COLLINS (1993).

Algumas considerações mais atuais podem ser encontradas em NORTON (1998) e SURESH (1998). Apesar de ser a abordagem mais antiga, ainda se desenvolve muita pesquisa relacionada a ela, principalmente quando se têm estados de tensões aleatórios e com tensões fora de fase. Uma compilação dessas informações pode ser encontrada em MORSCH (2001).

As normas recomendam como regra geral a aplicação da abordagem σ -N. Já o uso da Mecânica da Fratura Elástica Linear (MFEL) é indicado quando for possível mensurar o tamanho da fratura. O objetivo desses procedimentos é assegurar a resistência e/ou estabilidade de componentes ou sistemas estruturais à fraturas por fadiga num certo tempo de vida em serviço (vida útil), (PRAVIA, 2003).

A fadiga estrutural é um dos maiores limitantes da vida útil de grande parte dos componentes estruturais sujeitos a variação de carregamentos. Assim, a quantificação deste dano torna-se essencial para um projeto inteligente e a seleção dos materiais para minimizar os custos totais (VASUDEVAN et al., 2001).

2.4.3 Diferentes enfoques de análise do dano por fadiga

Existem diferentes estágios para o dano por fadiga num componente estrutural, onde fissuras podem vir a acontecer numa região, sem danos aparentes, e propagar de maneira estável até formar uma fratura grave. O dano por fadiga tem quatro estágios, começando com a iniciação da fissura, até a falha final. Cada um destes estágios de progressão depende de uma variedade de fatores: as cargas, o meio ambiente, os materiais, a concentração de tensões (VASUDEVAN et al., 2001).

Representando os estágios do dano por fadiga em termos do comprimento da trinca a versus número de ciclos de carregamento N tem-se o gráfico da figura (2.11). Pode-se observar que um componente em serviço parece ocupar cerca de 80% de sua vida na região de pequenas fissuras. Sempre que uma fissura torna-se detectável, é importante conhecer suas características para permitir seu reparo ou mesmo executar a substituição de elementos. Nesse sentido, as filosofias de projeto estrutural dividem-se em dois grupos, baseados em conceitos de vida útil segura (*safe life*) ou falha segura (*fail safe*).

Na concepção de vida útil segura, determinam-se os espectros cíclicos típicos de carregamento. Com base nestes, os componentes são analisados numericamente, por meio de curvas σ -N e leis de acúmulo de dano linear, ou experimentalmente, para obter um número de ciclos que define a vida útil à fadiga. Devido às várias incertezas intrínsecas ao processo, tais como mudanças de carregamento, existência de defeitos iniciais, erro humano, toma-se uma grande margem de segurança sobre a vida de fadiga determinada, obtendo-se uma previsão de vida útil segura para o componente. Este procedimento conservador pode não ser desejável

sob o ponto de vista de economia e desempenho. Além disso, se fraturas por fadiga surgirem no componente durante sua operação, este pode falhar catastróficamente. Em outras palavras, o conceito de vida útil segura procura garantir que, para tensão aplicada, material e serviço da estrutura não haverá fratura instável durante o período pelo qual o componente ou estrutura foi projetado.



Figura (2.11) – Ilustração esquemática dos quatro estágios de falha em termos do comprimento da fissura versus tempo de serviço.

Fonte: VASUDEVAN et al., 2001.

Em oposição, o conceito de falha segura está baseado no argumento que mesmo ocorrendo falha de um componente deverá existir integridade estrutural suficiente das partes restantes de forma que a estrutura mantenha sua capacidade de carga até que o defeito seja detectado e reparado. Para isso, o projeto é baseado no uso de redundância estrutural e principalmente no conhecimento de leis de propagação de fraturas, objeto de estudo da Mecânica da Fratura. Entenda-se por redundância estrutural a existência de múltiplos caminhos de carga, tais que, no caso de ruptura de um componente, a carga por este suportada seja distribuída por outros.

2.4.4 Técnicas de avaliação da existência de fraturas

Entre os vários métodos utilizados para inspecionar pontes metálicas, o mais simples e utilizado é a inspeção visual. A identificação das trincas é uma tarefa delicada e exige do

responsável familiarização com as peculiaridades da estrutura. Devem-se observar os locais passíveis de ocorrer concentração de tensões e detalhes em geral. Porém, através de técnicas não destrutivas é possível detectar fissuras em aços com maior confiabilidade que na inspeção visual. As técnicas mais utilizadas são: líquido penetrante, raio X, partículas magnéticas e ultra-som.

O emprego do líquido penetrante para a detecção de fraturas é uma técnica simples, de baixo custo e utilizada freqüentemente nos trabalhos de inspeção. O método consiste em limpar a superfície examinada e aplicar um spray com líquido vermelho. Remove-se o excesso e em seguida aplica-se um outro spray com líquido branco que realça as fissuras.

A utilização do Raio-X consiste em posicionar um filme sobre a superfície do elemento a ser inspecionado e aplicar radiação contra o mesmo. Após, revela-se o filme e, então, obtém-se uma imagem que permite a identificação dos possíveis defeitos na superfície. Já o método de utilização de partículas magnéticas consiste em magnetizar o elemento e espalhar uma fina camada de partículas de ferro sobre a superfície. A concentração das partículas acusa a existência de fraturas.

Por último, a técnica de ultra-som baseia-se na emissão e propagação de ondas nos metais. Os defeitos são identificados pela mudança na propagação das ondas refletidas na superfície analisada. Assim, pode-se detectar a propagação da fratura em tempo real.

3. CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA

3.1 CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL

O primeiro uso do aço na construção de pontes em larga escala veio com o ferro fundido. Pela baixa resistência e fragilidade, seu uso tornou-se inadequado. O ferro forjado substituiu-o nas construções após 1850. Com a construção de muitas pontes ferroviárias usando ferro fundido e forjado, surgiu a necessidade de um melhor material de construção (PINHO, 1998). O desenvolvimento do aço Bessemer, por volta de 1856, e a produção em escala, propiciaram a utilização do aço na construção de pontes a um custo razoável.

Os aços são essencialmente compostos de ferro e uma pequena quantidade de carbono. Adicionam-se ainda outros elementos em pequenas quantidades para produzir a liga apropriada (CBCA, 2005).

3.1.1 Aços estruturais

Atualmente existe uma série de aços estruturais disponíveis para a construção de pontes. Os principais requisitos para os aços destinados à aplicação estrutural são: elevada tensão de escoamento, elevada tenacidade, boa soldabilidade, homogeneidade microestrutural, susceptibilidade de corte por chama sem endurecimento e boa trabalhabilidade em operações tais como corte, furação e dobramento, sem que se originem fissuras ou outros defeitos (CBCA, 2005). Os aços estruturais podem ser classificados em três categorias:

3.1.1.1 Aços carbono ou de média resistência (estrutural comum)

Apresentam moderado teor de carbono, da ordem de 2,5 %, além de pequenas porcentagens de manganês e silício e elementos não desejáveis como o enxofre e o fósforo. Estes aços apresentam boa soldabilidade e tensão de escoamento da ordem de 250 MPa. Neste grupo têm-se os seguintes aços: MR 250 (Norma Brasileira), ASTM A36 (Norma Americana) e ST 37 (Norma Alemã).

3.1.1.2 Aços de alta resistência e baixa liga

Os aços de alta resistência são aqueles que possuem limite de escoamento acima de 300 MPa e não são tratados termicamente para obter este patamar de resistência. Além disso, podem ter alta resistência à corrosão (aproximadamente quatro vezes maior que o aço comum), pela adição de elementos como o cromo, vanádio, molibdênio, nióbio e titânio em sua composição. Neste grupo têm-se os seguintes aços: ASTM A572 com alta resistência mecânica; e ASTM A242, ASTM A588, SAC 50 (Usiminas), COSARCOR (Cosipa), NIOCOR (CSN), com alta resistência mecânica e à corrosão.

3.1.1.3 Aços liga tratados a quente

Estes aços contêm elementos de liga que excedem aqueles contidos no aço carbono e são tratados termicamente para obter-se a resistência desejada. Possuem limite de escoamento acima de 700 MPa e resistência à corrosão. Neste grupo tem-se o ASTM A514.

Dentre os aços estruturais existentes atualmente, o mais utilizado e conhecido é o ASTM A36. Entretanto, os aços de maior resistência, os chamados aços de alta resistência e baixa liga, são cada vez mais usados de modo a evitar estruturas cada vez mais pesadas (CBCA, 2005).

3.1.2 Aços utilizados nas pontes ferroviárias brasileiras

As pontes ferroviárias brasileiras são, em sua grande maioria, construídas com aço carbono do tipo A24 ou ST37, similares ao ASTM A36, os chamados aços de média resistência, tendo tensão de escoamento da ordem de 240 MPa, sendo um pequeno número construídas em aço de alta resistência, como o SAC-50 (ALMEIDA, 1999). Além disso, foi amplamente usado, em forma de chapas, o material conhecido como “ferro pacote”, que trata-se de uma liga formada a partir da mistura a quente de vários tipos diferentes de aços. Atualmente os aços de alta resistência passaram a ser amplamente utilizados nas obras de reforço estrutural destas pontes.

3.2 CLASSIFICAÇÃO DAS PONTES FERROVIÁRIAS

As pontes ferroviárias brasileiras são basicamente estruturas metálicas ou de concreto armado. As pontes de concreto armado, na sua grande maioria, são mais recentes (ALMEIDA, 1999). Os encontros destas estruturas são geralmente em alvenaria de pedra, tendo muitos deles sido revestidos com concreto armado para aumentar sua capacidade portante. Igualmente, os pilares originais das obras são normalmente em alvenaria de pedra ou metálicos, enquanto que os pilares construídos posteriormente com o intuito de reforçar as pontes são em concreto. Na figura (3.1) mostra-se a ponte ferroviária sobre o Rio São João, linha Paranaguá-Curitiba, trecho Serra do Mar, construída no ano de 1890.



Figura (3.1) – Ponte ferroviária sobre o Rio São João, linha Paranaguá-Curitiba, trecho Serra do Mar.

Fonte: Arquivo Via Permanente da ALL.

3.2.1 Estrado

O estrado da ponte é composto pelo vigamento secundário, longarinas e transversinas, e é responsável por receber diretamente os esforços oriundos da superestrutura da via permanente, ou seja, trilhos, dormentes e lastro, sendo este último não usual em pontes

metálicas. O estrado pode ser de dois tipos: estrado aberto, sem lastro e estrado fechado, com ou sem lastro. No estrado aberto, os dormentes apóiam-se diretamente sobre o vigamento. Já no fechado, existe uma laje de concreto ou uma chapa de aço, sobre a qual é colocado o lastro de pedra ou os dormentes diretamente. A solução em lastro aberto é mais leve e econômica, sendo usada correntemente, enquanto que o fechado, com lastro de pedra, torna a ponte equivalente ao terrapleno, assegurando a uniformidade da via, com vantagens para sua manutenção (RFFSA, 1979).

Conforme sua posição relativa às vigas principais, o estrado ainda pode ser classificado em superior, médio ou inferior, ver figura (3.2). O estrado superior fica colocado sobre as vigas principais (figura 3.2a), enquanto o estrado médio ou inferior fica situado entre as mesmas. Neste último caso, a altura acima da linha pode ser livre ou limitada por contraventamento horizontal superior. A solução em estrado superior é geralmente mais econômica, pois as cargas originadas pelo trem transferem-se diretamente às vigas principais. Entretanto, a solução com estrado médio ou inferior, permite ocupar menor espaço abaixo da via, uma vez que a altura da viga se desenvolve nos lados da linha.

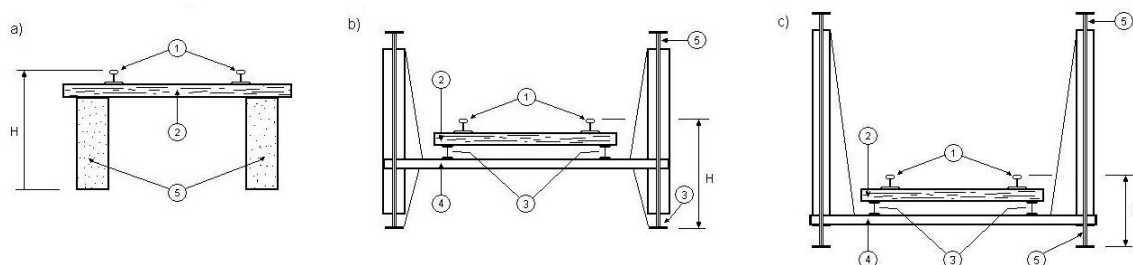


Figura (3.2) – Classificação do estrado quanto à posição relativa às vigas principais. (a) estrado superior; (b) estrado médio; (c) estrado inferior.

1 – trilho; 2 – dormente; 3 – longarina; 4 – transversina; 5 – viga principal; H – Altura da construção.

Fonte: RFFSA (1979).

3.2.2 Sistema estrutural das vigas principais

Segundo o sistema estrutural apresentado pelas vigas principais as pontes metálicas ferroviárias, em sua grande maioria, podem ser classificadas como:

3.2.2.1 Viga em alma cheia

Estas estruturas são normalmente vigas metálicas I, tendo suas mesas formadas por uma combinação de chapas e cantoneiras rebitadas, sendo este o único meio de ligação entre as chapas de mesa e a alma quando da construção destas pontes, ver figura (3.3a). Devido à variação do momento fletor ao longo do elemento em serviço, as chapas exteriores da mesa são interrompidas. Porém, é aconselhável manter, ao menos, uma chapa sobre a mesa superior exposta, para evitar problemas de manutenção, resultantes da retenção de água nas bolsas formadas entre as cantoneiras da mesa e a parte superior da alma (PINHO, 1998).

Com a introdução da solda elétrica, a seção usada foi simplificada, passando a ser a ilustrada na figura (3.3b). Esta consiste de uma chapa formando a alma, unida por cordões de solda a uma única chapa espessa em cada mesa. Entretanto, em vigas de grandes dimensões, a mesa de uma só chapa de grande espessura pode ser impraticável. Nesses casos, a combinação de chapas mais finas pode ser preferível (PINHO, 1998).

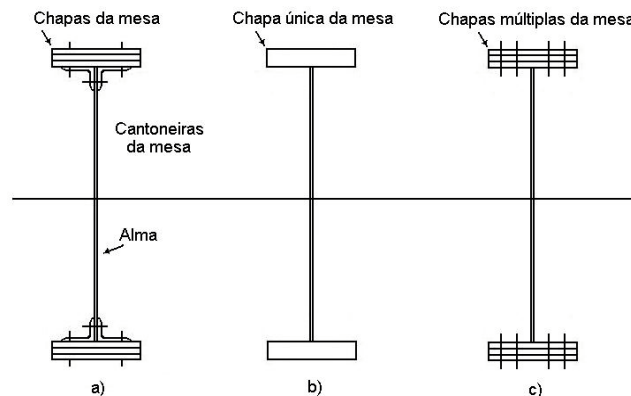


Figura (3.3) – Seções transversais típicas de vigas de alma cheia. (a) rebitada; (b) soldada; (c) rebitada e soldada.

Fonte: PINHO, 1998.

A figura (3.3c) mostra a combinação de ligações rebitada e soldada, na qual somente as chapas internas da mesa são soldadas à alma, sendo as placas externas ligadas por meio de rebites. Este arranjo tem sido usado em muitas pontes grandes. Ele permite pontos de interrupção de chapas externas sem que ocorram as fortes concentrações de tensões como no detalhe semelhante totalmente soldado. Além disso, a presença de rebites interiores de costura melhora a resistência à flambagem da chapa externa, comparado com a situação de se ter apenas soldas longitudinais nas bordas (PINHO, 1998).

Este sistema estrutural pode possuir ou não estrado. As vigas sem estrado (*deck-girder*), figura (3.4), são utilizadas para pequenos vãos, variando de 12 a 15 m. Nestas vigas os dormentes são assentados diretamente sobre as mesas superiores das vigas principais (RFFSA, 1979). Já no caso de haver estrado, os dormentes apóiam-se sobre o sistema secundário formado pelas longarinas e transversinas que transmitem as cargas móveis ao vigeamento principal, conforme figura (3.5).

A principal vantagem de uma viga de alma cheia é a simplicidade de sua geometria que propicia baixos custos de fabricação e manutenção. Como desvantagem, destaca-se, como em todas estruturas metálicas em vigas, o uso ineficiente do material da alma. A quantidade de material empregada em uma viga de alma cheia provavelmente será maior que o utilizado em um arco ou em qualquer estrutura variante que conte mais com a resistência axial do que com a resistência à flexão ou ao cisalhamento (PINHO, 1998).

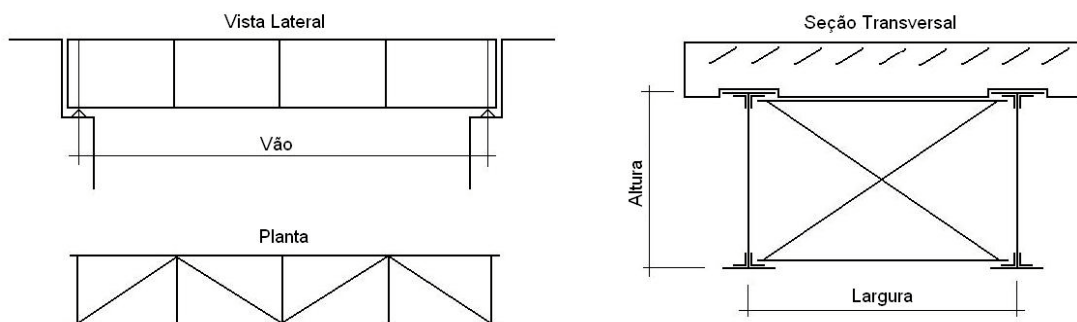


Figura (3.4) – Viga de alma cheia sem estrado (“deck-girder”).

Fonte: ALMEIDA, 1999.

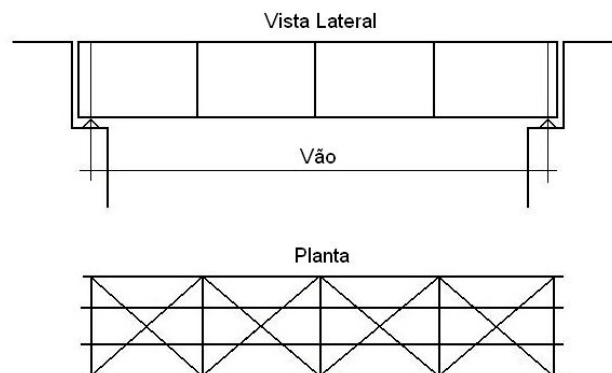


Figura (3.5) – Viga de alma cheia com estrado.

Fonte: ALMEIDA, 1999.

3.2.2.2 Viga em treliça

As pontes metálicas em treliça atingem economicamente a faixa de vãos de 30 a 150 m em vãos bi-apoiados e até 200 m em vigas contínuas. Estas pontes normalmente possuem estrado (longarinas e transversinas), de forma que as cargas atuam sempre nos nós da estrutura (PINHO, 1998). De acordo com a disposição das barras os tipos mais comuns de treliças ferroviárias estão ilustrados na figura (3.6) (RFFSA, 1979).

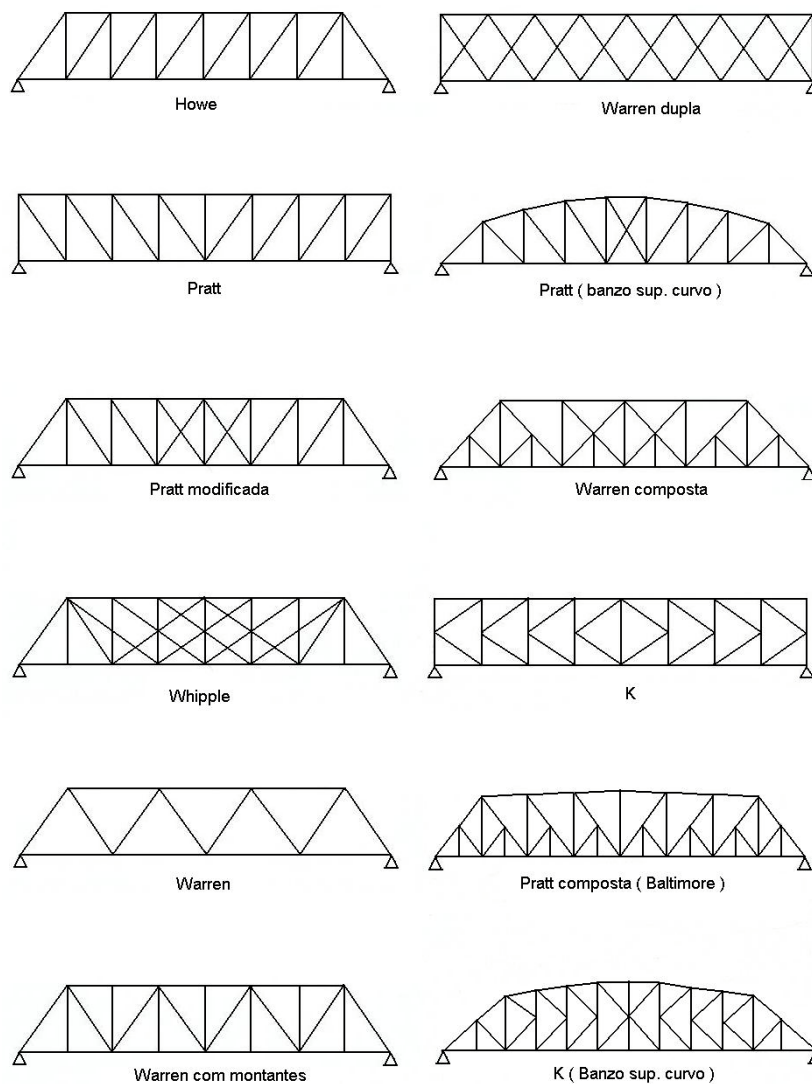


Figura (3.6) – Tipos de treliças utilizadas em pontes ferroviárias.

Fonte: RFFSA, 1979.

A treliça Pratt é, por definição, a que tem diagonais tracionadas. A inversa é a treliça Howe. A treliça Pratt é considerada vantajosa em estruturas metálicas devido aos montantes,

que são os elementos mais curtos, estarem em compressão, ao invés das diagonais mais longas. Esta vantagem é em parte anulada pelo fato de o banzo central comprimido ser mais fortemente solicitado que o central tracionado.

Como principais vantagens das treliças cita-se o sistema de alma aberta que permite o uso de uma altura total maior do que no caso de uma viga de alma cheia equivalente, tendo-se assim menores deformações; além de as solicitações dos elementos serem somente forças axiais. Esses fatores levam a uma economia em material e a redução da carga permanente (PINHO, 1998). Porém, essas vantagens são alcançadas à custa de maiores despesas de fabricação e manutenção.

3.2.3 Ligações

3.2.3.1 Ligações rebitadas

Antes do advento da solda, as ligações em pontes eram feitas invariavelmente com rebites, sendo os mais empregados os de diâmetros de $\varnothing 3/4''$ e $\varnothing 7/8''$, e em menor escala os de $\varnothing 1/2''$, $\varnothing 5/8''$ e $\varnothing 1''$. De acordo com a resistência do aço empregado na fabricação, os rebites podem ser normais ou de alta resistência, este último sendo também conhecido como especial. Quase em sua totalidade as pontes ferroviárias possuem rebites normais. Atualmente, as ligações rebitadas caíram em desuso para pontes novas, sendo ainda empregadas no reforço de estruturas, onde deseja-se manter o mesmo padrão construtivo em obras históricas, bem como na recuperação de peças (ALMEIDA, 1999).

3.2.3.2 Ligações parafusadas

Estas ligações são muito usadas na execução de ligações de campo das pontes soldadas, já que a execução de soldas de alta responsabilidade no campo é difícil e sua inspeção é onerosa. Além disso, é comum a substituição de rebites por parafusos em serviços de manutenção. Os parafusos usados são em aço de alta resistência (ASTM A325 ou ASTM A490). O aperto das porcas deve ser verificado através dos métodos: rotação de porca ou aperto de chave calibrada (torquímetro) (ALMEIDA, 1999).

3.2.3.3 Ligações soldadas

São muito empregadas em obras novas por serem econômicas e de execução rápida, exigindo ainda um menor grau de detalhamento no projeto. Esse tipo de ligação requer um fino controle de qualidade. A inspeção das soldas pode ser: visual, por líquido penetrante, por ultra-som e por gamagrafia. Quando se trata de pontes existentes, qualquer reforço ou recuperação só deve ser executado após analisar-se a soldabilidade do material base, bem como a natureza, intensidade e variação dos esforços atuantes na peça, já que a soldagem em local incorreto pode baixar significativamente a tensão admissível do elemento estrutural (ALMEIDA, 1999).

3.2.4 Contraventamento

Os contraventamentos são responsáveis por absorver os esforços horizontais aplicados na estrutura, bem como impedir a flambagem das peças comprimidas. Conforme sua posição relativa, os contraventamentos das vigas principais podem ser horizontal superior, horizontal inferior ou transversal (RFFSA, 1979).

3.3 CARACTERIZAÇÃO DA CARGA

3.3.1 Histórico de trens-tipo

Inicialmente, com a inexistência de uma Norma Brasileira sobre o assunto, as pontes foram projetadas para os trens-tipo dos países fabricantes das estruturas, figura (3.7), com especial destaque para as locomotivas COOPER americanas (ALMEIDA, 1999). Com a publicação da NB-7 em 1943, foram definidos os trens-tipo ferroviários que possuíam basicamente duas locomotivas seguidas por vagões carregados. A carga máxima por eixo variava de 160 kN/eixo, para o TB-16 (16 tf/eixo), até 320 kN/eixo para o TB-32 (32 tf/eixo). Para a bitola métrica, dominante na malha brasileira, o trem-tipo mais utilizado era o TB-20, ou seja, 200 kN/eixo.

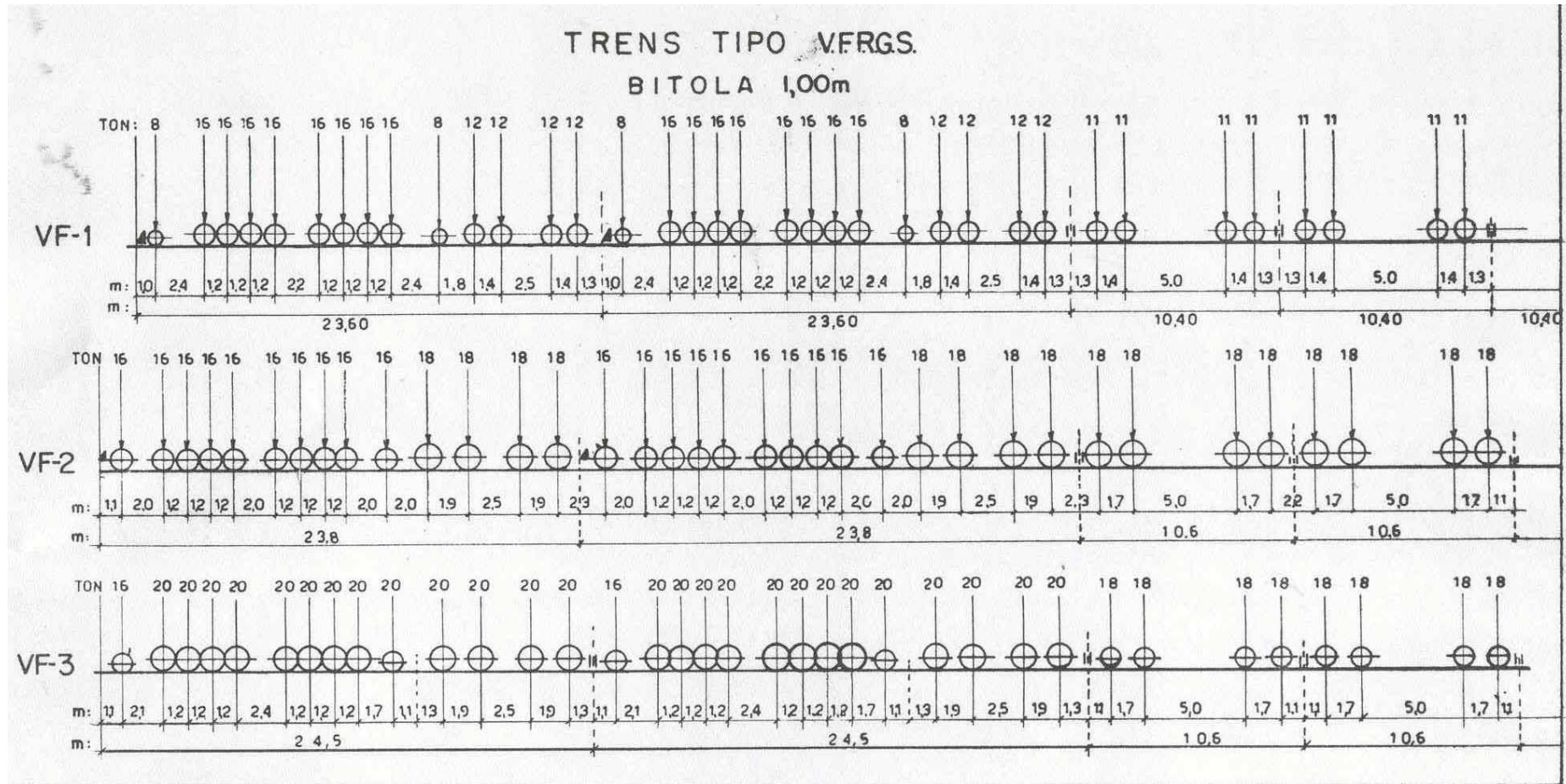


Figura (3.7) – Trens-tipo históricos utilizados pela VFRGS, anteriores a RFFSA.

Fonte: CASTRO, 1968.

Em 1983 entrou em vigor a NBR 7189, ainda vigente, estabelecendo novos carregamentos constituídos de quatro cargas concentradas representando vagões carregados, com cargas distribuídas anteriores e posteriores, conforme ilustrado na figura (3.8). As novas cargas por eixo variam de 170 kN/eixo para o TB-170, até 360 kN/eixo para o TB-360, sendo definido ainda um trem-tipo específico para o reforço de pontes, o TB-240 com 240 kN/eixo. Para linhas de carga geral, passou a ser utilizado correntemente o TB-270, 270 kN/eixo, ver tabela (3.1).

A comparação entre os diversos trens-tipo fica dificultada pela distância diferente entre eixos nas diversas normas, acrescida do fato de que as pontes antigas foram calculadas com coeficientes de impacto e tensões admissíveis diferentes das adotadas atualmente. Assim, uma ponte calculada para 160 kN/eixo, com coeficiente de impacto majorado e tensões admissíveis reduzidas pode resistir, sem necessidade de reforço, a um trem-tipo mais pesado, com 200 ou até 220 kN/eixo, desde que estes eixos sejam mais espaçados. Portanto, cada obra deve ser totalmente analisada quando se deseja verificar sua capacidade de carga, podendo em alguns casos, o estrado ser compatível com o novo carregamento e a viga principal necessitar reforço e vice-versa (ALMEIDA, 1999).

TABELA (3.1) - Cargas dos trens-tipo da NBR 7189.

TB	Q (kN)	q (kN/m)	q' (kN/m)	a (m)	b (m)	c (m)
360	360	120	20	1.00	2.00	2.00
270	270	90	15	1.00	2.00	2.00
240	240	80	15	1.00	2.00	2.00
170	170	25	15	11.00	2.50	5.00

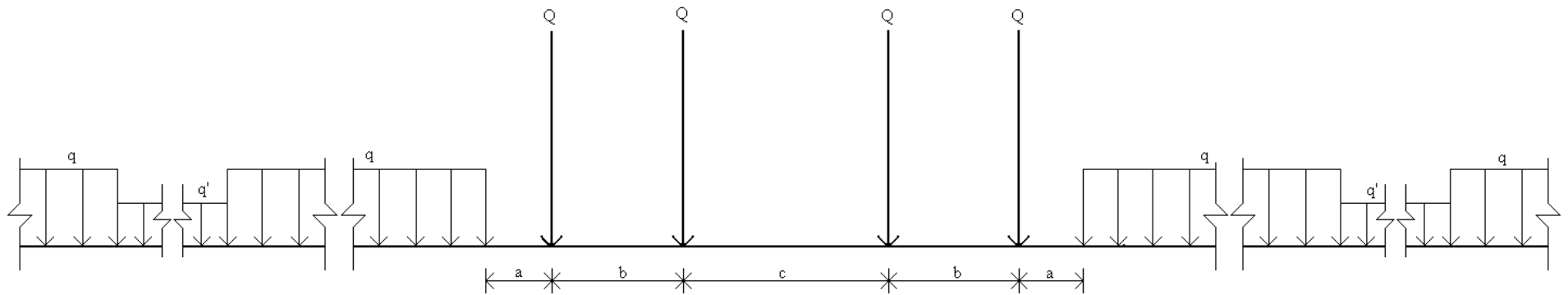


Figura (3.8) – Características geométricas dos trens-tipo da NBR 7189.

Fonte: NBR 7189, 1983.

3.3.2 Locomotivas e vagões utilizados – trem-tipo operacional

Ao longo dos anos, diversos modelos de locomotivas e vagões foram adquiridos e incorporados à frota remunerada, da primeiramente Rede Ferroviária Federal S.A. (RFFSA), e posteriormente pelas concessionárias privadas do transporte ferroviário brasileiro. No Rio Grande do Sul, os modelos mais utilizados de locomotivas são equipamentos com transmissão diesel-elétrico, fabricados por empresas americanas e adquiridos após alguns anos de uso em seu país de origem. Na tabela (3.2), descrevem-se as principais características das locomotivas em operação atualmente no Rio Grande do Sul.

Tabela (3.2) – Especificações técnicas das locomotivas em operação no RS.

Modelo	Potência bruta (HP)	Número de eixos	Massa total (kg)	Peso por eixo (tf/eixo)	Peso por truck (tf/truck)	Velocidade máxima (km/h)	Velocidade mínima (km/h)
B12 / B-B	1125	4	68000	17.00	34.00	97.00	16.00
GL8 / B-B	950	4	62000	15.50	31.00	100.00	-
GL8 / A1A-A1A	950	6	68000	11.00	34.00	100.00	-
G12 / A1A-A1A	1425	6	78240	13.04	39.12	100.00	-
G12 / B-B	1425	4	72760	18.19	36.38	100.00	-
G22U / B-B	1650	4	75000	18.75	37.50	97.00	21.70
G26CU / C-C	2200	6	93600	15.60	46.80	97.20	19.30
GT22CUM-1 / C-C	2450	6	108000	18.00	54.00	105.00	20.00

Fonte: Arquivo Via Permanente da ALL.

Já os vagões são fabricados por empresas nacionais, sendo os mais comuns o tanque, para transporte de líquidos em geral, o graneleiro, para o transporte de grãos e o plataforma, para o transporte de containers. Na tabela (3.3), descrevem-se as principais características dos vagões em operação no Rio Grande do Sul. Todos estes modelos de locomotivas e vagões apresentados possuem dois *trucks*, um dianteiro e outro traseiro. No caso da locomotiva GT22CUM-1 / C-C, conhecida apenas por GT22, cada *truck* possui três eixos, formando um total de seis eixos.

Conforme mostram os dados destas tabelas e alguns outros pesquisados, como a distância entre os eixos destes veículos ferroviários, verifica-se que a pior situação operacional ocorre com as locomotivas GT22, por possuírem o *truck* mais pesado e os vagões HAD – Hopper, que apesar de possuírem o mesmo carregamento que a maioria dos outros

modelos, apresenta uma menor distância entre eixos, o que provoca solicitações mais severas às estruturas.

Tabela (3.3) – Especificações técnicas dos vagões em operação no RS.

Modelo	Lotação limite (kg)	Tara (kg)	Massa total (kg)	Número de eixos	Peso por eixo (tf/eixo)	Peso por truck (tf/truck)
FHD - Fechado	59000	21000	80000	4	20.00	40.00
FRD - Fechado	59700	20300	80000	4	20.00	40.00
HFD - Hopper	59000	21000	80000	4	20.00	40.00
HAD - Hopper	62900	17100	80000	4	20.00	40.00
GHD - Gôndola	57200	22800	80000	4	20.00	40.00
GFD - Gôndola	60200	19800	80000	4	20.00	40.00
GPD - Gôndola	63100	16900	80000	4	20.00	40.00
GTD - Gôndola	53000	18000	71000	4	17.75	35.50
PED - Plataforma	64000	16000	80000	4	20.00	40.00
PDD - Plataforma	64000	16000	80000	4	20.00	40.00
PPC - Plataforma	42000	14000	56000	4	14.00	28.00
TCD - Tanque	56500	23500	80000	4	20.00	40.00

Fonte: Arquivo Via Permanente da ALL.

Assim, desde 1985, o trem-tipo utilizado nas verificações de estabilidade das estruturas de pontes no Rio Grande do Sul é composto de três locomotivas GT22, acopladas a vagões HAD – Hopper, denominado de trem-tipo TOGE, como mostra a figura (3.9).

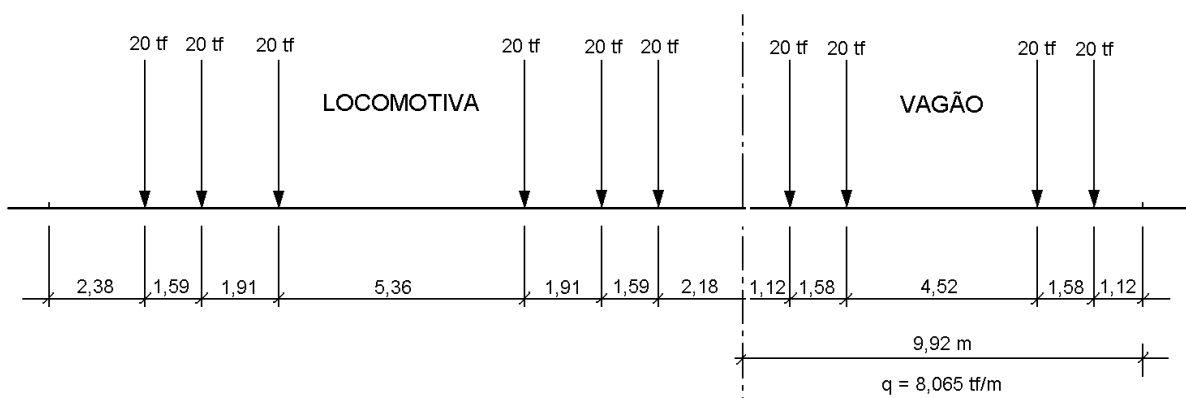


Figura (3.9) – Trem-tipo TOGE, utilizado a partir de 1985 no Rio Grande do Sul.

Fonte: Arquivo Via Permanente da ALL.

3.3.3 Velocidade de operação

Apesar das locomotivas atingirem velocidades máximas de até 100 km/h, como pode-se verificar na tabela (3.2), a velocidade de operação nas linhas brasileiras normalmente é restringida a um valor bem inferior a esta. Esta redução deve-se principalmente às condições da operação ferroviária, onde se destaca as restrições de velocidade impostas pela via permanente, tanto na sua infra-estrutura, como na super-estrutura (lastro, dormentes e trilhos). Além disso, a bitola métrica presente na maior parte da malha ferroviária nacional contribui para que a velocidade atingida pelas composições seja limitada. Na tabela (3.4), têm-se as velocidades de operação nas linhas do Rio Grande do Sul. Conforme mostra a tabela, verifica-se que a velocidade máxima de operação é de 50 km/h.

Tabela (3.4) – Velocidade de operação nas linhas do Rio Grande do Sul.

Trecho	Velocidade Máxima (km / h)
Roca Sales - Lages	50
Roca-Sales - Passo Fundo	50
Corvo - Estrela	20
General Luz - Roca Sales	50
Diretor Pestana - Triângulo	25
General Luz - Rio Pardo	50
Rio Pardo - Santa Maria	50
Santa Maria - Cacequi	45
Passo Fundo - Marcelino Ramos	30
Cruz Alta - Passo Fundo	35
Santa Maria - Cruz Alta	40
Cruz Alta - Santa Rosa	35
Santiago - Santo Ângelo	30
Dilermando de Aguiar - Santiago	30
Santiago - São Borja	40
Cacequi - Uruguaiana	35
Entroncamento - Livramento	35
Cacequi - Bagé	50
Bagé - Rio Grande	50
Pátio Industrial - General Luz	50

Fonte: Arquivo Via Permanente da ALL.

4. PROCEDIMENTOS DE VERIFICAÇÃO À FADIGA – NORMAS

De modo geral os métodos adotados para projetar estruturas podem ser classificados como método das tensões admissíveis e método dos estados limites. De acordo com o primeiro, a tensão máxima que atua numa estrutura é comparada com uma tensão admissível, que é definida em função das propriedades mecânicas do material e de um coeficiente de segurança. Esse método pode ser resumido pela equação (4.1), na qual σ_{\max} é a tensão máxima aplicada e S_g é o coeficiente de segurança adotado.

$$\sigma_{\max} \leq \frac{f(\text{propriedades mecânicas})}{S_g} \quad \text{sendo } S_g > 1 \quad (4.1)$$

Já o método dos estados limites compara as cargas aplicadas na estrutura, majoradas por fatores de carga, com cargas características do estado limite da estrutura. Esse método pode ser resumido pela equação (4.2) na qual R_n é a resistência nominal; ϕ é um fator de resistência, que deve levar em conta as incertezas na definição de R_n ; Q_m é o efeito da carga aplicada e Y_k é um fator de majoração das cargas.

$$\phi R_n > \sum_{k=1} Y_k Q_{km} \quad (4.2)$$

Nesse método, a resistência mecânica e as cargas são consideradas variáveis aleatórias, logo se as correspondentes densidades de probabilidade são conhecidas, pode-se definir que o componente não falha quando $p(R) > p(Q)$.

De modo geral, os projetos tradicionais de estruturas são normalmente baseados na satisfação de dois estados limites últimos: o de ruptura e o de instabilidade do equilíbrio, para peças comprimidas. A ocorrência de fadiga pode ser considerado o terceiro estado limite, ganhando cada vez mais importância nas normas atuais. Em relação ao projeto à fadiga de pontes metálicas ferroviárias, destacam-se os códigos AREMA (*American Railway Engineering and Maintenance of Way Association*), EUROCODE 3 e BS 5400. Para maiores detalhes sobre algumas dessas normas indica-se a leitura dos seus correspondentes textos e de BRANCO et. al. (1999).

4.1 BS 5400

O código BS 5400 (1980) em sua parte 10 apresenta a descrição de métodos de verificação à fadiga de pontes metálicas sujeitas a flutuações cíclicas de tensões. Esse código obedece aos princípios dos estados limites últimos ou de serviço. A ocorrência de dano de um elemento por fadiga até um ponto que origine uma ruptura é considerado um estado limite último. No entanto, estados limite de serviço motivados por fendas de fadiga detectadas que exijam reparação, podem também condicionar o projeto da ponte.

De um modo geral, o código BS 5400 aplica-se a problemas de fadiga de alto ciclo. Considera-se que a estrutura, a nível macroscópico, trabalha no regime elástico. A análise de fadiga é feita considerando-se a aproximação σ -N através da aplicação de curvas σ -N características dos detalhes existentes na estrutura. Considera-se que a resistência à fadiga da estrutura é limitada pelas uniões.

A análise da resistência à fadiga pressupõe a definição dos seguintes pontos:

- Vida útil da ponte (normalmente adota-se 120 anos);
- Classificação dos diferentes detalhes;
- Cálculo das tensões presentes na zona do detalhe em estudo, espectro de carga.

4.1.1 Classificação dos detalhes

A classificação dos detalhes depende da direção de aplicação da tensão cíclica, da localização da iniciação da fenda no detalhe ou junta, da geometria e dimensão do detalhe e do método de fabricação e inspeção.

No caso de juntas soldadas, os pontos de iniciação considerados são: no metal base adjacente à junta soldada, no pé da solda, na extremidade do cordão, na mudança de direção da solda e na garganta do cordão. Em determinadas juntas a iniciação e propagação das fendas pode verificar-se tanto no metal base como no metal depositado: neste caso deve ser feita a verificação para as duas situações escolhendo as classes apropriadas. Nesse caso, é importante saber que a norma define como tensão nominal uma tensão medida afastada do cordão de solda, como está ilustrado na figura (4.1.a). A figura (4.1.b) ilustra como deve ser calculada a

tensão principal no material da solda. Observa-se que é determinada uma tensão normal σ_N e uma tensão tangencial σ_t que são posteriormente combinadas para obter a tensão principal.

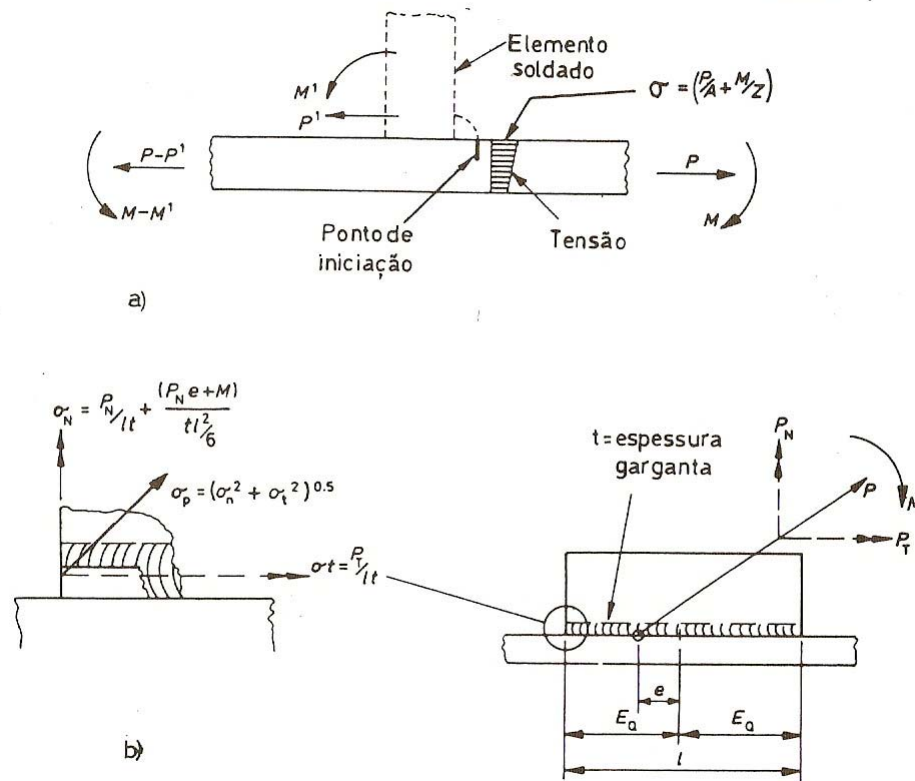


Figura (4.1) – Definição da tensão nominal no material de base e da tensão principal no material da solda.

Fonte: BS 5400 (1980).

A Norma BS 5400 dispõe de uma tabela de classificação de detalhes, ver tabela em BRANCO et. al. (1999), na qual apresenta-se as diferentes classes de detalhes soldados considerados no código com notas explicativas que facilitam a escolha correta da classe. Nos casos em que não é possível classificar a junta de acordo com os critérios definidos no código, a junta é incluída na classe G, ou quando se tratar de juntas que transmitam diretamente esforço, devem ser classificadas na classe W. A norma não permite considerar técnicas de melhoria da resistência à fadiga, tais como martelamento do cordão de solda. Para o efeito destes tratamentos serem considerados devem ser feitos ensaios de fadiga com a junta tratada. Sobre as técnicas de melhoria da resistência à fadiga recomenda-se a leitura de BRANCO et. al. (1999) e KIRKHOPE et. al. (1999).

4.1.2 Cálculo de tensões

A resistência à fadiga é definida em termos de faixa de tensão. A faixa de tensão considerada é a diferença entre tensões principais que ocorrem em planos principais num ciclo de carga. De modo geral, esse cálculo é feito como $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ para cada ciclo de carga. Não são considerados os efeitos correspondentes as componentes médias das tensões. Essa disposição é resultado de ensaios experimentais que demonstram que a resistência à fadiga de juntas soldadas não depende das componentes médias das tensões. No cálculo das tensões não são consideradas tensões residuais, excentricidades não superiores às tolerâncias de fabricação, concentração de tensões devido à geometria do cordão de solda (são consideradas as concentrações de tensões devido à forma da união) e curvatura. Além disso, as tensões de corte são desprezadas quando o seu valor é inferior a 15% da tensão normal.

4.1.3 Espectros de carga

A parte 2 do código define, tanto para pontes ferroviárias como rodoviárias, os espectros de carga convencionais usados no cálculo das tensões. A norma BS 5400 (1978) tem dois tipos de carga móvel padrão: a RU (aplicada a qualquer combinação de veículos que circule na Europa) e a RL (carga reduzida para trens de passageiros). A figura (4.2) ilustra a carga RU. Como se tratam de casos com solicitações de amplitude variável, o cálculo é feito com base na lei de danos acumulados de Palmgren-Miner. Nos casos em que não se dispõe do espectro de carga, o código permite o uso do método *Rainflow* ou método do Reservatório para a contagem de ciclos. Considera-se que o elemento falha quando $\sum \frac{n}{N} = 1$, ou seja, não são aplicadas correções na regra de Miner.

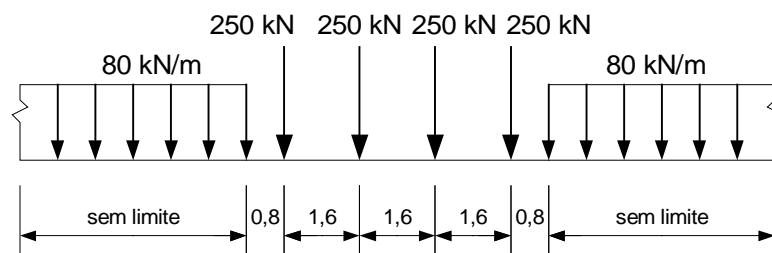


Figura (4.2) – Carga móvel padrão RU da BS 5400 (1978).

Essa carga corresponde a UIC 71 especificada pela *International Union of Railways*.

4.1.3.1 Curvas σ -N adotadas

As equações das curvas σ -N adotadas são expressas pela equação (4.3), na qual sendo N o número de ciclos previsto até ocorrer uma ruptura, K_0 é uma constante relativa a curva σ -N média (50% de probabilidade de ruptura), Δ é o inverso do antilogaritmo do desvio padrão do $\log N$ e d é o número de desvios padrão abaixo da linha média.

$$N \cdot \sigma_r^m = K_0 \cdot \Delta^d \quad (4.3)$$

Nas tabelas (4.1) e (4.2) são apresentados valores de K_0 , Δ , m e d para as diferentes classes de juntas.

Tabela (4.1) – Valores característicos das curvas σ -N.

Classe	K_0	Δ	m
W	0.37×10^{12}	0.654	3.0
G	0.57×10^{12}	0.662	3.0
F2	1.23×10^{12}	0.592	3.0
F2	1.73×10^{12}	0.605	3.0
E	3.29×10^{12}	0.561	3.0
D	3.99×10^{12}	0.617	3.0
C	1.08×10^{14}	0.625	3.5
B	2.34×10^{15}	0.657	4.0
S	2.13×10^{23}	0.313	8.0

Fonte: BRANCO et. al. (1999).

Tabela (4.2) – Fatores de probabilidade de colapso para as curvas σ -N.

Probabilidade de colapso (%)	d
50	0.0
31	0.5
16	1.0
2.3	2.0
0.14	3.0

Fonte: BRANCO et. al. (1999).

A figura (4.3) apresenta uma curva σ -N típica da BS5400. Na figura (4.4) são apresentadas graficamente as curvas σ -N de projeto (curva média – dois desvios padrão). Estas curvas que correspondem a uma probabilidade de colapso de 2,3%, são usadas no cálculo de danos por fadiga. Pode no entanto efetuar-se o cálculo para diferentes probabilidades de colapso. O código define uma faixa de tensões limite ($\Delta\sigma_{nf}$, que é similar ao limite de fadiga), para aplicações com solicitações com amplitude constante, que é correspondente a 10^7 ciclos. Para aplicações com solicitações com amplitude variável o código considera curvas σ -N com dois segmentos de reta. Para $\Delta\sigma > \Delta\sigma_{nf}$ adota-se a reta com inclinação $-1/m$ e para $\Delta\sigma < \Delta\sigma_{nf}$ adota-se uma reta com inclinação $-1/(m+2)$.

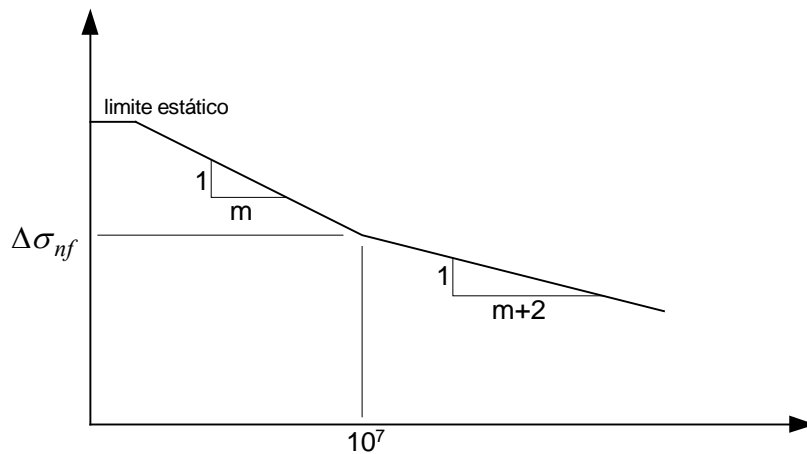


Figura (4.3) – Curva σ -N padrão adotada pela BS 5400.

Fonte: BS 5400 (1980).

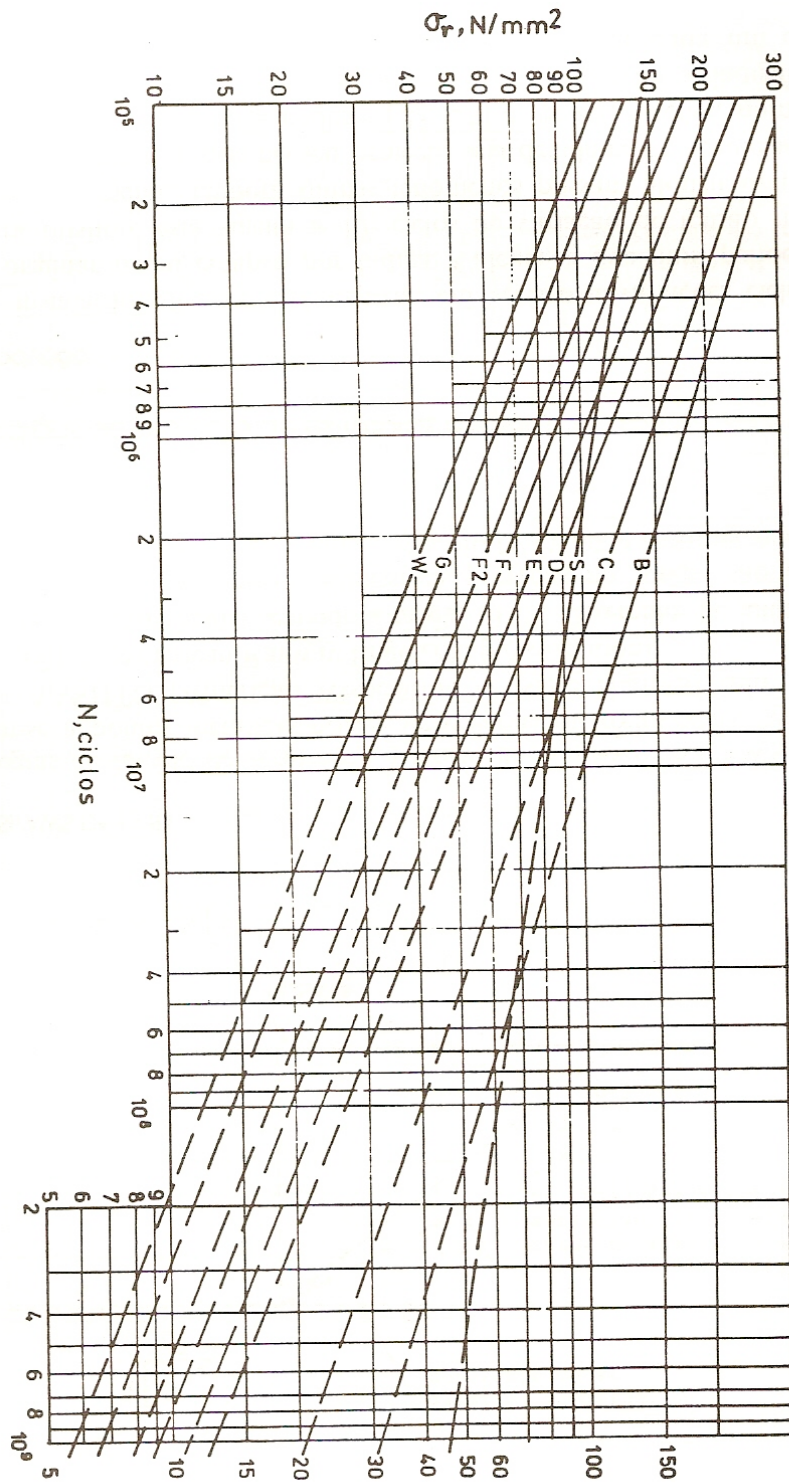


Figura (4.4) – Curvas σ -N de projeto.

Fonte: BS 5400 (1980).

4.2 EUROCODE 3

O EUROCODE 3 (1993), no seu capítulo 9, apresenta um método geral para avaliação à fadiga de estruturas e elementos estruturais que estão sujeitos a repetidas flutuações de tensões. O objetivo desse método é garantir, com um aceitável nível de probabilidade, que a performance de uma estrutura seja satisfatória durante sua vida útil projetada, tal que seja improvável a ocorrência de falha por fadiga ou que sejam necessários reparos de danos causados por fadiga. Este nível de segurança é obtido pela aplicação de coeficientes parciais de segurança apropriados.

Para a avaliação de fadiga, todas tensões nominais devem estar dentro dos limites elásticos do material. Além disso, o procedimento descrito neste código é aplicável somente a estruturas sujeitas a temperaturas inferiores a 150° C e com adequada proteção à corrosão. Considera-se que a estrutura pode estar exposta a ambientes suavemente corrosivos tais como as condições atmosféricas normais. Tal como a BS 5400, o EUROCODE 3 define tensão nominal como sendo a tensão no material base adjacente a uma potencial localização de trinca. A tensão deve ser calculada de forma elástica aplicando a teoria dos materiais excluindo todos os fatores de concentração de tensões.

A avaliação à fadiga não é necessária quando alguma das seguintes condições é satisfeita:

- a) A maior faixa de tensão nominal $\Delta\sigma$ satisfaz:

$$Y_{Ff} \cdot \Delta\sigma \leq \frac{26}{Y_{Mf}}, \text{ N/mm}^2 \quad (4.4)$$

sendo Y_{Ff} e Y_{Mf} fatores de segurança parciais.

- b) O número total de ciclos de tensão satisfaz:

$$N \leq 2 \cdot 10^8 \cdot \left[\frac{36 / Y_{Mf}}{Y_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E.2}} \right]^3 \quad (4.5)$$

sendo $\Delta\sigma_{E.2}$ o intervalo de tensão de amplitude constante equivalente para 2 milhões de ciclos em N/mm^2 .

- c) Para um detalhe no qual um limite de fadiga de amplitude constante $\Delta\sigma_D$ é especificado, o maior intervalo de tensão $\Delta\sigma$ satisfaz:

$$Y_{Ff} \cdot \Delta\sigma \leq \frac{\Delta\sigma_D}{Y_{Mf}} \quad (4.6)$$

4.2.1 Carregamento para análise de fadiga

O carregamento de fadiga é obtido no ENV 1991 Eurocode 1 ou em outro código de carregamentos relevante. O carregamento usado para a avaliação de fadiga é um valor característico que representa a previsão da carga de serviço por toda a vida útil de projeto da estrutura com uma suficiente confiabilidade. Este pode constar de diferentes eventos de carga, que são definidos pela seqüência de carregamentos completa da estrutura, cada um caracterizado pelas suas freqüências relativas de ocorrência, bem como sua magnitude e posição geométrica. O efeito de um evento de carga será representado pelo seu histórico de tensões, conforme ilustrado na figura (4.5).

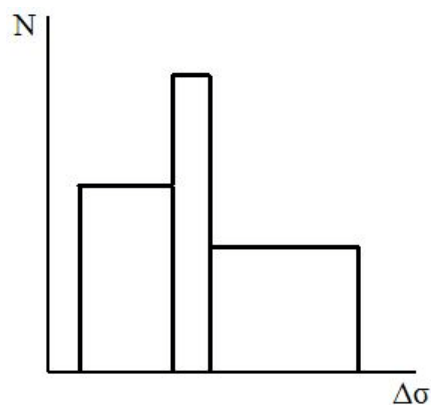


Figura (4.5) – Espectro de projeto.

Efeitos dinâmicos devem ser considerados quando a resposta da estrutura contribuir para a alteração do espectro de projeto. Na ausência de informações mais apuradas, os fatores de amplificação dinâmica usados para o estado limite estático podem ser empregados. Os modelos de carga usados para a avaliação à fadiga de estruturas tais como pontes e guindastes devem considerar a possibilidade de mudanças no uso, tais como acréscimos de tráfego ou mudanças na taxa de carga.

4.2.2 Coeficientes parciais de segurança

Os valores dos coeficientes parciais de segurança a serem usados devem considerar a facilidade de acesso para inspeções e reparos, bem como a frequência provável das inspeções e manutenções. Além disso, as conseqüências de uma falha devem ser levadas em conta. Inspeções podem detectar fissuras de fadiga antes que o dano seja causado. Tais inspeções são visuais, a menos que esteja especificado de outra maneira nas Especificações de Projeto. A possibilidade de falha geral sem aviso prévio não é tolerável.

4.2.2.1 Fatores parciais de segurança para carregamento de fadiga

Para levar em consideração as incertezas na análise da resposta à fadiga, a faixa de tensões de projeto deve incorporar um fator de segurança parcial Y_{Ff} . Este fator é responsável por considerar as incertezas relativas aos níveis de carga aplicada, ao cálculo de tensões e intervalo de tensões, ao cálculo de uma faixa de tensões com amplitude constante que seja equivalente ao espectro de projeto e a evolução do carregamento de fadiga ao longo da vida de projeto da estrutura.

O carregamento de fadiga dado no ENV 1991 Eurocode 1, já incorpora um valor apropriado do fator de segurança Y_{Ff} . Nesse caso, um valor de $Y_{Ff} = 1,0$ pode ser aplicado para o carregamento de fadiga.

4.2.2.2 Fatores parciais de segurança para resistência à fadiga

A fim de levar em conta as incertezas na determinação da resistência à fadiga, o valor de projeto desta será obtido dividindo-a por um fator de segurança Y_{Mf} . Esse fator considera as incertezas dos efeitos do tamanho do detalhe; das dimensões, forma e proximidade das descontinuidades; concentrações de tensões locais devido a soldas duvidosas; processo de solda com grande variabilidade e efeitos metalúrgicos. Os valores recomendados do fator de segurança Y_{Mf} são dados na tabela (4.3).

Tabela (4.3) - Fator de segurança parcial para resistência à fadiga Y_{Mf} .

Inspeção e acesso	Componentes sob "fail safe"	Componentes sob "safe life"
Inspeção e manutenção periódica. Detalhes de ligações acessíveis.	1.00	1.25
Inspeção e manutenção periódicas. Pobre acessibilidade.	1.15	1.35

Fail Safe (Falha Segura): Filosofia de projeto que admite o desenvolvimento de trincas de fadiga significativas no final da vida da estrutura, mantendo na estrutura uma resistência residual adequada. Este procedimento de projeto está baseado no uso de elementos estruturais redundantes.

Safe Life (Vida Segura): Filosofia de projeto que considera que não devem ocorrer danos de fadiga significativos durante a vida útil da estrutura. A segurança da estrutura depende de se atingir uma determinada duração sem a iniciação de trincas por fadiga, logo se considera uma vida finita para a estrutura.

Fonte: EUROCODE 3 (1993).

4.2.3 Espectro de tensão de fadiga

4.2.3.1 Cálculo de tensões

As tensões serão determinadas a nível macroscópico por uma análise elástica da estrutura sob o carregamento de fadiga. A resposta dinâmica da estrutura deve ser considerada quando apropriado.

4.2.3.1.1 Intervalo de tensões no material base

Dependendo da análise à fadiga considerada, intervalos de tensões nominais ou intervalos de tensões geométricos serão avaliados. O EUROCODE 3 define como tensão geométrica a máxima tensão principal no material de base adjacente ao pé da solda. Essa tensão deve levar em consideração a concentração de tensões devido a forma da junta, mas não deve levar em consideração a concentração de tensões devido à geometria do cordão de solda.

4.2.3.1.2 Intervalo de tensões para soldas

Em soldas de penetração parcial ou soldas de filete, as forças transmitidas por unidade de comprimento de solda devem ser decompostas em componentes transversal e paralela em relação ao eixo da solda. As tensões de fadiga serão: uma tensão normal σ_w transversal ao eixo da solda e uma tensão tangencial τ_w longitudinal ao eixo da solda. As tensões σ_w e τ_w podem ser obtidas dividindo a componente relevante da força transmitida por unidade de comprimento da solda pelo tamanho da garganta. Alternativamente σ_w e τ_w podem ser obtidas usando o método dado por:

$$\sigma_w = \left[\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 \right]^{0,5} \text{ e } \tau_w = \tau_{\parallel} \quad (4.7)$$

4.2.3.1.3 Espectro do intervalo de tensões de projeto

O histórico de tensões devido a um evento de carga é reduzido a um espectro de intervalo de tensões empregando um método de contagem de ciclos. Para um detalhe particular, o total de todos espectros de intervalos de tensão, causados por todos eventos de carga, são compilados para produzir o espectro de intervalo de tensões de projeto para ser usado na análise de fadiga. O espectro de intervalo de tensão de projeto para um detalhe típico ou elemento estrutural pode ser derivado do histórico de tensões obtido de testes apropriados ou avaliações numéricas baseadas na Teoria da Elasticidade. O EUROCODE 3 permite o uso dos métodos *rainflow* ou do reservatório para a contagem de ciclos de tensões.

4.2.4 Procedimento de avaliação da fadiga

A verificação da segurança pode ser feita em termos do dano acumulado, comparando o dano aplicado com o dano limite. Nesse caso adota-se a regra do dano linear. A verificação da segurança também pode ser feita em termos de uma faixa de tensões equivalente, que é comparado com a resistência à fadiga para um dado número de ciclos de tensão.

Para uma classe particular de detalhe construtivo, as tensões a serem consideradas podem ser tensões normais, tangenciais ou ambas. Quando um detalhe construtivo é definido nas tabelas de classificação de detalhes (tabelas 9.8.1 a 9.8.7, da norma), o intervalo de tensão nominal é aplicado. Os efeitos de descontinuidades geométricas, que não são parte do detalhe

construtivo em si, tais como furos, cortes ou cantos reentrantes são levados em consideração separadamente, ou por uma análise especial, ou pelo uso de apropriados fatores de concentração de tensões, para determinar o intervalo de tensão nominal modificado. Quando um detalhe construtivo difere daquele definido nas tabelas de classificação pela presença de uma descontinuidade no detalhe em si, ou quando não está incluído nas tabelas de classificação, o intervalo de tensão geométrico é usado.

4.2.4.1 Análise à fadiga baseada em intervalos de tensão nominal

4.2.4.1.1 Carregamento de amplitude constante

Para carregamentos de amplitude constante o critério de análise à fadiga é:

$$Y_{Ff} \cdot \Delta\sigma \leq \Delta\sigma_R / Y_{Mf} \quad (4.8)$$

em que $\Delta\sigma$ é o intervalo de tensão nominal, $\Delta\sigma_R$ é a resistência à fadiga para a categoria de detalhe relevante, para o número total de ciclos de tensão N durante a requerida vida projetada.

4.2.4.1.2 Carregamento de amplitude variável

Para um carregamento de amplitude variável definido por um espectro de projeto, a análise à fadiga é baseada na regra do dano acumulado de Palmgren-Miner. Quando o intervalo de tensão máximo devido ao carregamento de amplitude variável é maior que o limite de fadiga de amplitude constante então a análise de fadiga é feita a partir do dano acumulado ou a partir do cálculo de uma amplitude constante equivalente.

O cálculo do dano acumulado é feito pela regra do dano linear:

$$D_d \leq 1, \text{ onde } D_d = \sum \frac{n_i}{N_i} \quad (4.9)$$

em que n_i é o número de ciclos do intervalo de tensão $\Delta\sigma_i$ durante a requerida vida projetada e N_i é o número de ciclos do intervalo de tensão $Y_{Ff} \cdot Y_{Mf} \cdot \Delta\sigma_i$ para causar falha, para a categoria de detalhe relevante.

O cálculo do dano acumulado será baseado em um dos seguintes critérios:

- uma curva de resistência à fadiga com declividade constante $m = 3$. Essa reta é prolongada até o eixo das abscissas;
- uma curva de resistência à fadiga com duas declividades constantes ($m = 3$ e $m = 5$), mudando no limite de fadiga de amplitude constante. A reta com $m = 5$ é prolongada até o eixo das abscissas;
- uma curva de resistência à fadiga com duas declividades constantes ($m = 3$ e $m = 5$), e um limite de corte em $N = 100$ milhões de ciclos;
- uma curva de resistência à fadiga com uma declividade constante $m = 5$, e um limite de corte em $N = 100$ milhões de ciclos. Essa opção somente é válida para seções fechadas e nos casos especificados no item 9.6.2.2.(2) do EUROCODE 3 (1993).

A figura (4.6) ilustra essas alternativas, sendo o caso (c) o mais geral. Intervalos de tensão abaixo do limite de corte ($\Delta\sigma_L$) podem ser desconsiderados. Quando o caso (c) é usado, com um limite de fadiga de amplitude constante $\Delta\sigma_D$ para 5×10^6 ciclos, N_i pode ser calculado como:

$$\text{Se } Y_{Ff} \cdot \Delta\sigma_i \geq \Delta\sigma_D / Y_{Mf} \text{ então } N_i = 5.10^6 \left[\frac{\Delta\sigma_D / Y_{Mf}}{Y_{Ff} \cdot \Delta\sigma_i} \right]^3 \quad (4.10)$$

$$\text{Se } \Delta\sigma_D / Y_{Mf} > Y_{Ff} \cdot \Delta\sigma_i \geq \Delta\sigma_L / Y_{Mf} \text{ então } N_i = 5.10^6 \left[\frac{\Delta\sigma_D / Y_{Mf}}{Y_{Ff} \cdot \Delta\sigma_i} \right]^5 \quad (4.11)$$

$$\text{Se } Y_{Ff} \cdot \Delta\sigma_i < \Delta\sigma_L / Y_{Mf} \text{ então } N_i = \infty \quad (4.12)$$

Uma análise à fadiga de amplitude constante equivalente pode ser feita checando o seguinte critério:

$$Y_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E \leq \Delta\sigma_R / Y_{Mf} \quad (4.13)$$

em que $\Delta\sigma_E$ é o intervalo de tensão de amplitude constante equivalente que, para um dado número de ciclos, leva ao mesmo dano acumulado que o espectro de projeto e $\Delta\sigma_R$ é a resistência à fadiga para a categoria do detalhe relevante para o mesmo número de ciclos que o usado para determinar $\Delta\sigma_E$.

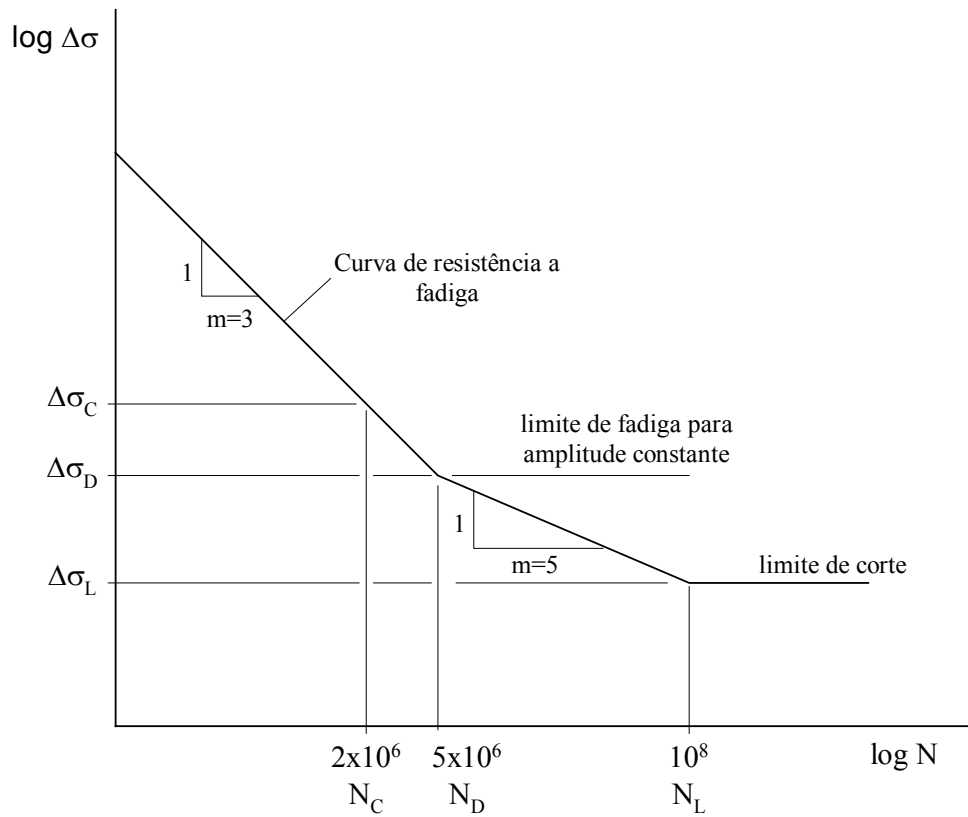


Figura (4.6) – Curva de resistência à fadiga.

Fonte: EUROCODE 3 (1993).

Um valor conservativo pode ser adotado na avaliação de $\Delta\sigma_E$ e $\Delta\sigma_R$ usando uma curva de resistência de declividade única constante $m = 3$. Alternativamente $\Delta\sigma_E$ pode ser calculado levando em consideração a curva de resistência à fadiga de duas declividades e o limite de corte. Além disso, uma análise à fadiga de amplitude constante equivalente pode ser feita checando o critério específico:

$$Y_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E.2} \leq \Delta\sigma_C / Y_{Mf} \quad (4.14)$$

em que $\Delta\sigma_{E,2}$ é a faixa de tensão de amplitude constante equivalente para 2 milhões de ciclos e $\Delta\sigma_C$ é o valor de referência da resistência à fadiga para 2 milhões de ciclos para a categoria do detalhe relevante. No item 4.2.6 apresenta-se as formas de cálculo de $\Delta\sigma_E$ e $\Delta\sigma_{E,2}$.

4.2.4.1.3 Intervalos de tensão tangencial

Intervalos de tensão tangencial nominal, $\Delta\tau$, serão tratados similarmente aos intervalos de tensão normal nominal, mas usando uma declividade simples constante $m = 5$. Para tensões tangenciais, N_i pode ser calculado como:

$$\text{Se } Y_{Ff} \cdot \Delta\tau_i \geq \Delta\tau_L / Y_{Mf} \quad \text{então } N_i = 2.10^6 \left[\frac{\Delta\tau_C / Y_{Mf}}{Y_{Ff} \cdot \Delta\tau_i} \right]^5 \quad (4.15)$$

$$\text{Se } Y_{Ff} \cdot \Delta\tau_i < \Delta\tau_L / Y_{Mf} \quad \text{então } N_i = \infty \quad (4.16)$$

4.2.4.1.4 Combinação dos intervalos de tensão normais e tangenciais

No caso de uma combinação de tensões normais e tangenciais, a análise à fadiga considerará seus efeitos combinados. Quando a faixa de tensão tangencial nominal equivalente é inferior a 15% da faixa de tensão normal equivalente, seus efeitos podem ser desconsiderados. A faixa de tensão principal máxima (estado multiaxial simples) pode ser usada se as tensões normais e tangenciais forem induzidas pelo mesmo evento de carga, ou se o plano de tensão principal máximo não mudar significativamente durante o evento de carga, exceto nas gargantas de solda. Quando num mesmo local, as tensões normais e tangenciais variarem de modo independente (estado multiaxial complexo), o dano é calculado separadamente para as tensões normais e tangenciais aplicando-se a a regra de Palmgren-Miner de acordo com o critério:

$$D_{d.\sigma} + D_{d.\tau} \leq 1 \quad (4.17)$$

em que: $D_{d\sigma} = \sum (n_i / N_i)$ para intervalo de tensão normal $\Delta\sigma_i$;

$D_{d\tau} = \sum (n_i / N_i)$ para intervalo de tensão tangencial $\Delta\tau_i$.

Quando se aplica a faixa de tensão de amplitude constante equivalente, este critério é escrito como:

$$\left[\frac{Y_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_R / Y_{Mf}} \right]^3 + \left[\frac{Y_{Ff} \cdot \Delta\tau_E}{\Delta\tau_R / Y_{Mf}} \right]^5 \leq 1 \quad (4.18)$$

Alternativamente, uma avaliação à fadiga de amplitude constante equivalente pode ser feita usando o critério específico:

$$\left[\frac{Y_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E.2}}{\Delta\sigma_C / Y_{Mf}} \right]^3 + \left[\frac{Y_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E.2}}{\Delta\tau_C / Y_{Mf}} \right]^5 \leq 1 \quad (4.19)$$

4.2.4.2 Avaliação de fadiga baseado em intervalos de tensão geométrica

O valor máximo da faixa de tensão geométrica é encontrado investigando-se vários locais na ponta da solda, ao redor da ligação soldada ou na área de concentração de tensões. As tensões geométricas podem ser determinadas usando fatores de concentração de tensões obtidos de fórmulas paramétricas dentro de seu domínio de validade, ou a partir de uma análise de elementos finitos, ou, ainda, através de um modelo experimental. Uma análise à fadiga baseada no intervalo de tensões geométricas é realizada similarmente àquela baseada no intervalo de tensões nominais.

4.2.5 Resistência à fadiga

A resistência à fadiga é determinada por uma série de curvas $\log \Delta\sigma_R \times \log N$, sendo cada uma destas aplicada para uma categoria de detalhe típico. Cada categoria de detalhe é designada por um número que representa, em MPa, o valor de referência $\Delta\sigma_C$ da resistência à fadiga para 2 milhões de ciclos, conforme a figura (4.7). Os valores usados são arredondados, correspondendo às categorias de detalhe dadas na tabela (4.4).

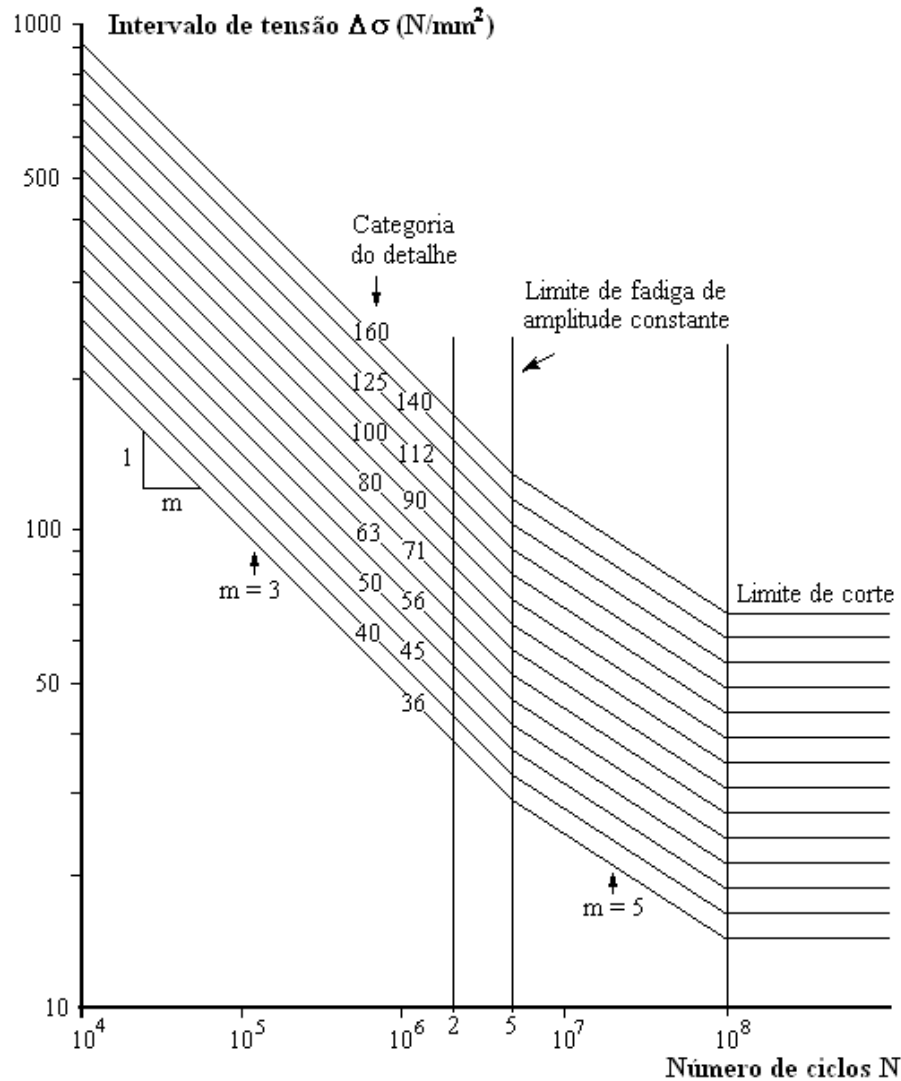


Figura (4.7) – Curvas de resistência à fadiga para intervalos de tensão normal.

Fonte: EUROCODE 3 (1993).

As curvas de resistência à fadiga para tensão normal nominal são definidas por:

$$\log N = \log a - m \cdot \log \Delta\sigma_R \quad (4.20)$$

na qual $\Delta\sigma_R$ é a resistência à fadiga em termos de faixa de tensões, N é o número de ciclos de tensão, m é a declividade constante das curvas de resistência à fadiga, com valor de 3 e/ou 5 e $\log a$ é uma constante determinada de modo a definir a equação da reta, ver por exemplo, as equações (2.3) e (2.4).

Tabela (4.4) – Valores numéricos de curvas de resistência à fadiga para intervalos de tensão normal.

Categoria do Detalhe $\Delta\sigma_C$ (N/mm ²)	log a para $N < 10^8$		Faixa de tensão limite de fadiga ($N = 5 \times 10^6$) $\Delta\sigma_D$ (N/mm ²)	Faixa de tensão no limite de corte ($N = 10^8$) $\Delta\sigma_L$ (N/mm ²)
	$N \leq 5 \times 10^6$ (m = 3)	$N \geq 5 \times 10^6$ (m = 5)		
160	12,901	17,036	117	64
140	12,751	16,786	104	57
125	12,601	16,536	93	51
112	12,451	16,286	83	45
100	12,301	16,036	74	40
90	12,151	15,786	66	36
80	12,001	15,536	59	32
71	11,851	15,286	52	29
63	11,701	15,036	46	26
56	11,551	14,786	41	23
50	11,401	14,536	37	20
45	11,251	14,286	33	18
40	11,101	14,036	29	16
36	10,951	13,786	26	14

Fonte: EUROCODE 3 (1993).

Curvas similares as apresentadas na figura (4.7) são utilizadas para as tensões tangenciais como ilustra a figura (4.8), que deve ser utilizada em conjunto com a tabela (4.5). Essas curvas têm uma declividade constante $m = 5$ e não apresentam limite de fadiga de amplitude constante, mas o limite de corte para 100 milhões de ciclos é aplicado.

As curvas $\Delta\sigma-N$ e $\Delta\tau-N$ são baseadas em investigações experimentais representativas e, assim, incluem os efeitos de: concentrações de tensão local devido à geometria de soldas, tamanho e forma de descontinuidades aceitáveis, a direção da tensão, tensões residuais, condições metalúrgicas e, em alguns casos, é considerado o processo de soldagem e procedimentos de melhoria de pós-soldagem.

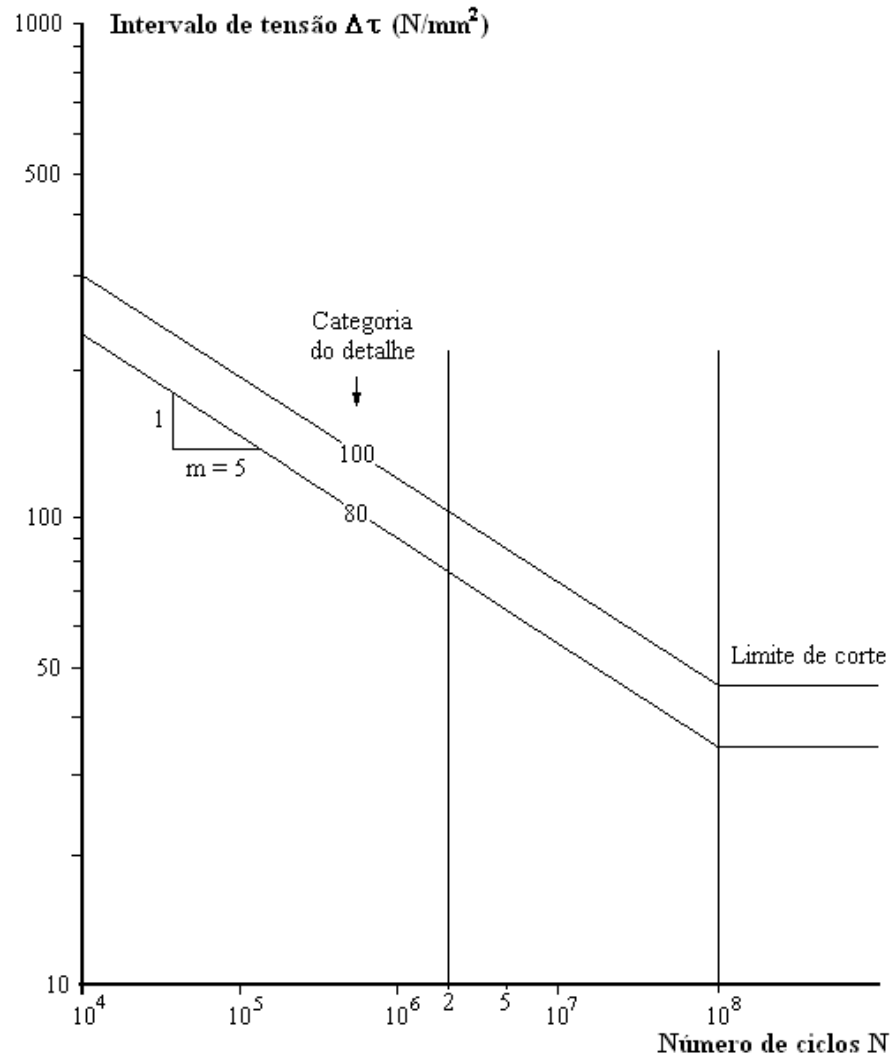


Figura (4.8) - Curvas de resistência à fadiga para intervalos de tensão tangencial.

Fonte: EUROCODE 3 (1993).

Tabela (4.5) – Valores numéricos de curvas de resistência à fadiga para intervalos de tensão tangencial.

Categoria do Detalhe $\Delta\tau_C$ (N/mm ²)	$\log a$ para $N < 10^8$ ($m = 5$)	Faixa de tensão no limite de corte ($N = 10^8$) $\Delta\tau_L$ (N/mm ²)
100	16,301	46
80	15,801	36

Fonte: EUROCODE 3 (1993).

As curvas de resistência à fadiga são definidas por:

- Detalhes classificados, para os quais aplica-se o procedimento do intervalo de tensões nominais;
- Detalhes não classificados, para os quais aplica-se o procedimento do intervalo de tensões geométricas.

4.2.5.1 Curvas de resistência à fadiga para detalhes classificados

As categorias de detalhes a serem usadas para vários detalhes construtivos típicos para seções abertas são dados nas tabelas 9.8.1 (detalhes não soldados), 9.8.2 (seções soldadas), 9.8.3 (solda de topo transversal a carga), 9.8.4 (ligações soldadas não carregadas) e 9.8.5 (ligações soldadas carregadas) do EUROCODE 3 (1993). A categoria de detalhe usada para designar uma curva de resistência à fadiga particular equivale ao valor de referência (em N/mm^2) da resistência à fadiga para 2 milhões de ciclos, $\Delta\sigma_C$ ou $\Delta\tau_C$ como apropriado. Uma vez especificado o detalhe empregam-se as curvas apresentadas nas figuras (4.7) e (4.8).

O EUROCODE 3 (1993) apresenta também uma classificação para seções tubulares, que não é apresentada nesse texto porque esse tipo de seção não é utilizado em pontes ferroviárias metálicas.

4.2.5.2 Curvas de resistência à fadiga para detalhes não classificados

A análise de todos detalhes não inclusos nas tabelas 9.8.1 a 9.8.5 e nem nas tabelas referentes a seções tubulares do EUROCODE 3 (1993), é feita a partir das faixas de tensões geométricas. As curvas de resistência a serem usadas para esta análise são:

a) Para soldas de topo com penetração total:

- Categoria 90, na figura (4.7), quando ambos, perfil de solda e critério de tolerância de defeitos de solda permitidos, são satisfeitos;
- Categoria 71, na figura (4.7), quando somente o critério de tolerância de defeito permissível de solda é satisfeito.

b) Para soldas de topo com penetração parcial e soldas de filete:

- Categoria 36, na figura (4.7).

4.2.6 Cálculo da faixa de tensão equivalente com amplitude constante

O EUROCODE 3 não detalha a determinação da faixa de tensão equivalente com amplitude constante $\Delta\sigma_E$ e tão pouco de $\Delta\sigma_{E,2}$. Apresenta-se a seguir um procedimento de cálculo que pode ser deduzido a partir das expressões básicas.

As curvas $\sigma - N$ podem ser escritas como indica a equação (2.3) ou a equação (4.20). Em alguns casos pode ser mais interessante escrever essas curvas em termos de uma função potencial:

$$\Delta\sigma_R = c \cdot N^{-1/m} \quad (4.21)$$

na qual m e c são constantes que definem a equação da curva. A equação (2.4) fornece o valor de m que para o caso do EUROCODE 3 (1993) assume os valores 3 ou 5. A constante c pode ser calculada pela relação $c = 10^{a/m}$ sendo a e m definidos na equação (2.4) ou pode ser obtido diretamente da curva $\Delta\sigma - N$ através de um ponto característico. Por exemplo, tomando-se o ponto $(\Delta\sigma_D, N_D)$ da figura (4.6) pode-se determinar o valor de c como:

$$c = \Delta\sigma_D \cdot N_D^{1/m} \quad (4.22)$$

Substituindo-se (4.22) em (4.21) e isolando-se N tem-se:

$$N = \left(\frac{\Delta\sigma_D}{\Delta\sigma_R} \right)^m N_D \quad (4.23)$$

Escrevendo-se cada um dos N_i ciclos da equação (2.6), regra de Palmgren-Miner, conforme equação (4.23) tem-se:

$$\sum_{i=1}^k \frac{n_i \Delta\sigma_{R_i}^{m_i}}{\Delta\sigma_D^{m_i} N_D} = 1 \quad (4.24)$$

Nesta expressão $\Delta\sigma_D$ e N_D não variam já que representam um ponto característico da curva. A faixa de tensão aplicada $\Delta\sigma_{R_i}$ corresponde ao número de ciclos n_i . No caso do EUROCODE 3, o expoente m_i pode assumir valores 3 ou 5 de acordo com o número de ciclos n_i .

Por definição a faixa de tensão equivalente com amplitude constante $\Delta\sigma_E$ e $\Delta\sigma_{E,2}$ devem provocar o mesmo dano das faixas de tensões que atuam na estrutura. Logo, a partir da expressão (4.24) pode-se escrever:

$$\sum_{i=1}^k \frac{n_i \Delta\sigma_{R_i}^{m_i}}{\Delta\sigma_D^{m_i} N_D} = \frac{n_E}{N_E} \quad (4.25)$$

em que n_E é o número de ciclos equivalente correspondente a $\Delta\sigma_E$ e N_E é o número de ciclos que a estrutura suportaria quando submetida a $\Delta\sigma_E$, conforme ilustrado na figura (4.9).

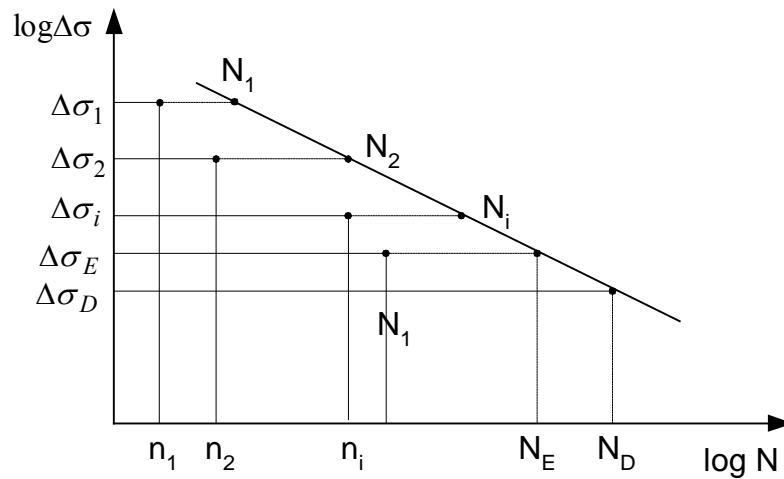


Figura (4.9) – Transformação da história de tensão.

Escrevendo-se N_E conforme (4.23) e substituindo-se em (4.25), levando em consideração que N_D pode ser retirado do somatório e simplificado, tem-se:

$$\sum_{i=1}^k \frac{n_i \Delta\sigma_{R_i}^{m_i}}{\Delta\sigma_D^{m_i}} = \frac{n_E \Delta\sigma_E^{m_E}}{\Delta\sigma_D^{m_E}} \quad (4.26)$$

De acordo com o EUROCODE 3, uma avaliação conservativa de $\Delta\sigma_E$ e $\Delta\sigma_R$ pode ser feita adotando-se uma curva $\Delta\sigma$ - N com declividade única $m = 3$. Nesse caso tem-se $m_i = m_E = 3$ e após simplificações pode-se escrever (4.26) como:

$$\sum_{i=1}^k n_i \Delta\sigma_{R_i}^3 = n_E \Delta\sigma_E^3 \quad (4.27)$$

O EUROCODE 3 não fornece nenhuma indicação para definir n_E , logo considera-se que n_E é igual ao número total de ciclos ou seja $n_E = \sum_{i=1}^k n_i$. Logo $\Delta\sigma_E$ pode ser avaliado pela expressão (4.28). Observa-se que essa expressão corresponde a uma média ponderada das faixas de tensão do tipo *rmc* (*root mean cube*). Cabe salientar que a AREMA emprega expressão semelhante. Para finalizar, obtém-se $\Delta\sigma_{E.2}$ pela expressão (4.28) bastando trocar $\Delta\sigma_E$ por $\Delta\sigma_{E.2}$ e $\sum_{i=1}^k n_i$ por 2×10^6 .

$$\Delta\sigma_E = \left(\frac{\sum_{i=1}^k n_i \Delta\sigma_{R_i}^3}{\sum_{i=1}^k n_i} \right)^{1/3} \quad (4.28)$$

O EUROCODE 3 cita que $\Delta\sigma_E$ e $\Delta\sigma_R$ podem ser melhor avaliados usando uma curva $\Delta\sigma$ -N com dois segmentos ou seja com $m = 3$ e $m = 5$, mas não fornece indicações sobre como obter esses valores. Logo, tal como no procedimento anterior, considera-se $n_E = \sum_{i=1}^k n_i$. Nesse caso, se $n_E \leq 5 \times 10^6$ então $m_E = 3$ e caso contrário $m_E = 5$. Portanto a expressão resultante fica:

$$\Delta\sigma_E = \frac{\Delta\sigma_D^{m_E}}{\sum_{i=1}^k n_i} \left(\sum_{i=1}^k \frac{n_i \Delta\sigma_{R_i}^{m_i}}{\Delta\sigma_D^{m_i}} \right)^{\frac{1}{m_E}} \quad (4.29)$$

Nessa mesma situação, a expressão usada para avaliar $\Delta\sigma_{E.2}$ é dada por:

$$\Delta\sigma_{E.2} = \frac{\Delta\sigma_D^3}{2 \times 10^6} \left(\sum_{i=1}^k \frac{n_i \Delta\sigma_{R_i}^{m_i}}{\Delta\sigma_D^{m_i}} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (4.30)$$

4.3 AREMA

A norma AREMA (*American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association*) em seu volume 2, capítulo 15, parte 1, apresenta o procedimento a ser adotado para a verificação à fadiga no projeto de estruturas metálicas. Trata-se de um método bastante sucinto que tem por objetivo minimizar a probabilidade de falha em consequência do crescimento de uma fissura de fadiga. O critério usado, onde uma vida segura deve ser estimada, considera 5% de probabilidade de falha de um componente. A leitura da norma AREMA deve ser feita considerando-se em paralelo as partes 9 e 7 que apresentam Comentários sobre a norma e tratam do tema Pontes Existentes.

4.3.1 Fatores que influenciam a resistência à fadiga

Segundo a AREMA (2000), os principais fatores que influenciam na resistência à fadiga são o número de ciclos de tensão, o valor da faixa de tensão e o tipo e localização do detalhe construtivo. O número de ciclos de tensão a ser considerado, N , é selecionado na tabela (4.6), a menos que levantamentos de tráfego indiquem de outra forma. N depende do comprimento do vão, no caso de membros longitudinais; e do número de vias, no caso de transversinas e certos membros de treliça.

Tabela (4.6) – Número de ciclos de tensão, N . Essa tabela é baseada em pontes projetadas com a carga *Cooper E80*.

Para vãos superiores a 91,4 m (300 ft) um estudo especial sobre o número de ciclos significativos deve ser feito.

Descrição	Comprimento do vão ou condição de carregamento	Ciclos de tensão constante, N
Classificação I		
Elementos longitudinais submetidos a flexão e suas ligações. Elementos de treliça (cordas superior e inferior) e suas ligações.	$L > 30,5$ m	2000000
	$L \leq 30,5$ m	> 2000000
Classificação II		
Transversinas e suas ligações. Elementos de treliça (montantes) e diagonais que suportam apenas as cargas do tabuleiro e suas ligações.	2 linhas	2000000
	1 linha	> 2000000

Fonte: AREMA, 2000.

A carga viva recomendada é o Cooper E 80 ou a carga alternativa, formada por quatro eixos, o que produza as maiores tensões. Estes dois trens-tipo estão ilustrados na figura (4.10).

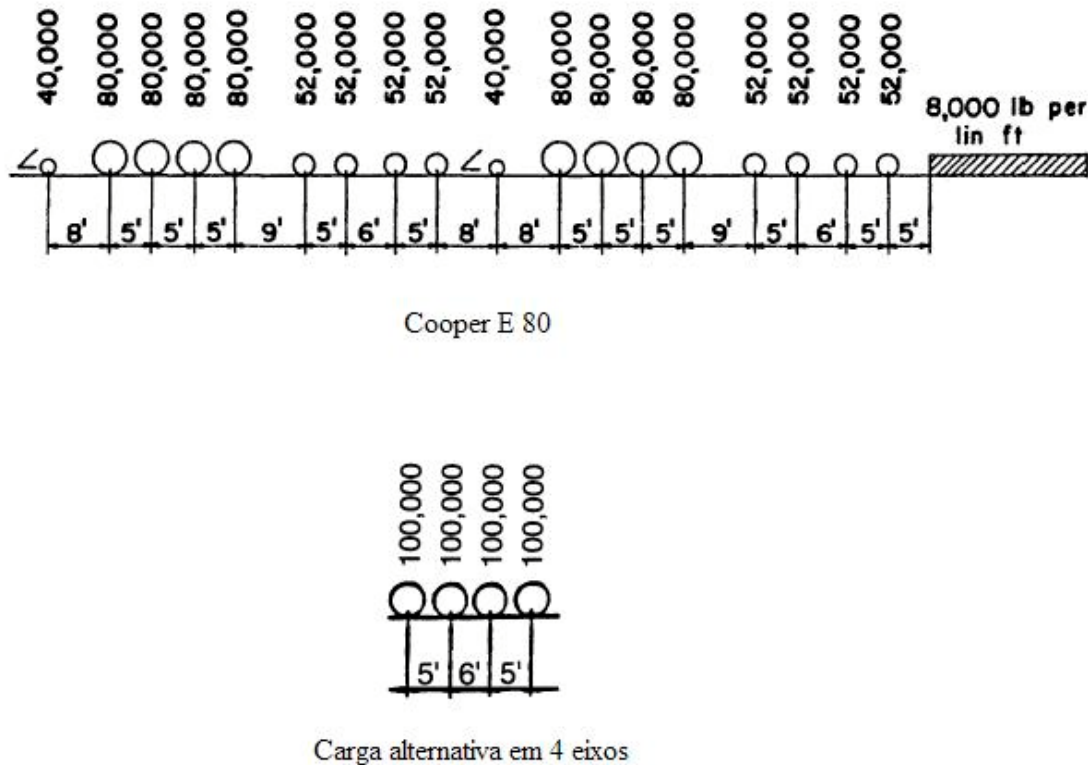


Figura (4.10) – Trens-tipo da Norma AREMA.

Carga em lb (1 lb = 4,452 N). A carga distribuída corresponde a 116,8 kN/m.

Fonte: AREMA, 2000.

O intervalo de tensões, S_R , é definido como a diferença algébrica entre a máxima e a mínima tensão calculada devido a carga morta, carga viva, carga média de impacto e força centrífuga. Quando a carga viva, carga de impacto e a força centrífuga resultarem em tensão de compressão e a tensão devido a carga morta for igualmente de compressão o efeito de fadiga não precisa ser considerado.

O tipo e localização dos vários detalhes construtivos são ilustrados e categorizados na norma. O intervalo de tensões, exceto quando considerado em membros de fratura crítica, não deve exceder a faixa de tensões admissível de fadiga, S_{Rfat} , listado na tabela (4.7). A AREMA (2000) define membros com fratura crítica como elementos submetidos a tensões de tração cuja falha resulta no colapso da ponte ou na sua inutilização com relação a função projetada. Para os elementos nessa situação deve-se considerar a faixa de tensões admissível de fadiga apresentada na tabela (4.8).

Tabela (4.7) – Intervalo de tensões admissíveis, S_{Rfat} em ksi . Valores entre parênteses em MPa.

Categoria de tensão	Número de ciclos de tensão constante, N	
	2.000.000	> 2.000.000
A	24 (165,6)	24 (165,6)
B	18 (124,2)	16 (110,4)
B'	14,5 (100)	12 (82,8)
C	13 (89,7)	10 ou 12 (69 ou 82,8) *
D	10 (69)	7 (48,3) **
E	8 (55,2)	4,5 (31)
E'	5,8 (40)	2,6 (17,9)
F	9 (62,1)	8 (55,2)

*: Para soldas de rigidez transversal em almas ou mesas.

** : Para metal base em membros com ligações rebitadas ou parafusadas com baixa pressão de contato, usar $S_{Rfat} = 6$ ksi (41,4 MPa).

Fonte: AREMA, 2000.

Tabela (4.8) – Intervalo de tensões admissíveis para membros com fratura crítica, S_{Rfat} em ksi. Valores entre parênteses em MPa.

Categoria de tensão	Número de ciclos de tensão constante, N	
	2.000.000	> 2.000.000
A	24 (165,6)	24 (165,6)
B	16 (110,4)	16 (110,4)
B'	11 (75,9)	11 (75,9)
C	10 (69)	9 (62,1)
D	8 (55,2)	5 (34,5)
E	6 (41,4)	2,3 (15,9)
E'	4 (27,6)	1,3 (9)
F	7 (48,3)	6 (41,4)

Fonte: AREMA, 2000.

4.3.1.1 Alguns dados históricos

Historicamente a norma AREMA considera a questão da falha por fadiga. Todas as edições desta norma entre 1910 e 1969 requeriam que elementos sujeitos a estados de tensões com reversão de sinal (sejam tensões normais provocadas por tração, flexão ou tensão de corte) deveriam ser ajustadas como: determinava-se as tensões máximas com os dois sinais e

aumentava-se o valor de cada uma destas tensões em 50% do valor da menor tensão. O elemento deveria resistir a esse valor de tensão majorado e a ligação deveria resistir a soma das duas tensões máximas. A falha de fadiga estava relacionada, nessa época, apenas com estado de tensões que apresentavam reversão. Após alguns anos, ensaios realizados em laboratório com corpos de prova de tamanho variado e ensaios realizados em estruturas completas, comprovaram que cargas repetidas reduzem a vida dos elementos e suas ligações mesmo que todas as tensões sejam de tração. Logo, ficou demonstrado que um estado de tensões com reversão não é necessariamente a causa de falha por fadiga. Esse mesmo comportamento foi verificado experimentalmente em estruturas com ligações aparafusadas ou rebitadas.

Até 1969, a AREMA considerava que a razão entre as tensões máxima e mínima (representada normalmente na literatura por $r = \sigma_{\max} / \sigma_{\min}$) de um mesmo ciclo era um fator importante para representar a resistência à fadiga. Atualmente, a norma tem trabalhado em termos de faixa de tensão.

4.3.2 Definição da carga móvel

Até os anos 60, os danos provocados por fadiga eram resultado da passagem das locomotivas mais pesadas. Fazendo-se uma estimativa de 20 trens por dia durante 60 anos, o número de ciclos prejudiciais causados pelas locomotivas é inferior a 5×10^5 . No entanto, com a introdução dos vagões com 1000 kN (100 tf) de capacidade, nos anos 60, a passagem dos vagões começou a gerar ciclos de carga significativos. Os problemas aceleraram nos anos 70 e 80, com a introdução de vagões mais pesados, sendo o efeito de cada vagão equivalente ao de uma locomotiva. Logo, com os mesmos 20 trens diários, com 60 vagões carregados, 5×10^5 ciclos são acumulados em somente um ano. A edição de 1978 da AREMA enfrentou esse problema representando a distribuição de carga com uma função de densidade de probabilidade do tipo Rayleigh.

Os dados apresentados nas tabelas (4.6), (4.7) e (4.8) foram obtidos considerando a passagem de 100 trens diários, com 150 vagões de 315.000 lb (140 tf = 1400 kN), durante o período de 80 anos, estimado como o período de serviço da ponte, como mostra a tabela (4.9). O número de ciclos por trem é resultado de pesquisas extensivas desenvolvidas por Oommen e Beisler (1987). Na tabela (4.9), N_v é o número total de ciclos de tensão variável durante a

vida útil da ponte, que é obtido multiplicando-se as colunas 2, 3 e 4; α é uma constante que representa a razão entre a faixa de tensão $S_{R_{real}}$ medida em campo e a faixa de tensão S_R calculada. Este fator de redução leva em conta o sistema do tabuleiro da ponte, a resposta tridimensional da ponte e o fato que o fator de impacto não ocorre em todo ciclo de tensão. Na coluna 7 desta tabela, N representa o número de ciclos com tensão constante que provoca dano por fadiga equivalente ao dano provocado pelos N_v ciclos com tensão variável.

Tabela (4.9) – Parâmetros utilizados para a obtenção das tabelas (4.6), (4.7) e (4.8).

Classificação							
Vão (m)	Vida útil em dias (80 anos)	Número de trens diários	Ciclos de tensão por trem	N_v ($\times 10^6$)	α	N $(N_v \cdot \alpha \cdot E60/E80)^3$ ($\times 10^6$)	N usado na tabela 4.6 ($\times 10^6$)
$L > 30$	29200	100	5	14,6	0,7	2,1	2
$30 \leq L < 23$	29200	100	8	23,4	0,8	5	> 2
$23 \leq L < 15$	29200	100	75	219	0,85	57	> 2
$15 \geq L$	29200	100	150	438	0,85	113	> 2

Fonte: AREMA, 2000.

A carga viva recomendada pode ser reduzida para o E 65 (aproximadamente 0,8 x E 80) em linhas onde espera-se carregar entre 5 e 15 milhões de toneladas brutas por milha por ano, durante toda a vida de serviço da ponte. Já em linhas onde carrega-se menos que 5 milhões de toneladas por milha por ano, a carga pode ser reduzida para o E 40 (0,5 x E 80).

4.3.3 Cálculo da faixa de tensões efetiva

A faixa de tensões efetiva, S_{R_e} , correspondente ao número total de ciclos N_v , é dada por:

$$S_{R_e} = S_{R_{RMC}} = \alpha \left(\frac{\sum n_i S_{R_i}^3}{\sum n_i} \right)^{1/3} \quad (4.31)$$

na qual $S_{R_{RMC}}$ é a faixa de tensão rmc (*root mean cube*) que é empregada para avaliar S_{R_e} . Segundo a AREMA (2000), aplica-se a média rmc por apresentar melhor correlação com a

abordagem da Mecânica da Fratura e apresentar melhor ajuste com a regra de Miner. Na expressão (4.31), n_i é o número de ciclos para cada faixa de tensões e S_{R_i} é o valor da faixa de tensões correspondente aos n_i ciclos. A combinação de S_{R_e} com N_v para o detalhe considerado deve ser inferior que a curva de resistência à fadiga correspondente ao detalhe.

4.3.4. Pontes existentes

A norma apresenta um capítulo exclusivo para tratar das pontes existentes, em sua parte 7, onde faz algumas observações ao procedimento de verificação à fadiga apresentado anteriormente. Por exemplo, para uma ponte sujeita a menos de 5 milhões de toneladas brutas por ano durante toda sua vida de projeto e que não possua nenhum detalhe com intervalo de tensão admissível inferior à categoria D, a avaliação à fadiga não é necessária. Além disso, o fator de impacto deve ser reduzido levando em consideração a velocidade da composição.

Membros soldados, bem como ligações soldadas e com parafusos de alta resistência, seguem o procedimento apresentado para o projeto de pontes novas. Já membros com ligações rebitadas ou parafusadas com baixa pressão de contato e membros de ferro fundido com ligações rebitadas são detalhes classificados na categoria D, com intervalo de tensão admissível igual a 6 ksi para até 100 milhões de ciclos. Os elementos que apresentarem redução de espessura em mais de 50% da dimensão original, serão classificados como detalhes categoria E. As estruturas soldadas não têm a redundância estrutural inerente da construção rebitada que permite uma adequada redistribuição de esforços. Assim, as conseqüências do crescimento de uma fissura de fadiga são mais críticas para a maioria das ligações e membros soldados do que para estruturas rebitadas. Experiências com pontes soldadas que apresentaram fissuras de fadiga demonstrou que os membros falham geralmente antes que a fissura seja descoberta. Em conseqüência disto, parece prudente usar as exigências do procedimento para pontes novas ao avaliar membros soldados. Ligações parafusadas com parafusos de alta resistência fornecem uma melhor resistência à fadiga.

É razoável permitir um intervalo de tensão mais elevado se a ligação ou o membro em questão estiverem com os rebites bem apertados. Nestas situações, uma linha, na curva σ -N de membros rebitados (figura 4.11), estende-se da categoria C em 7,65 ksi até 6 ksi para 100 milhões de ciclos, no lugar da linha horizontal em 6 ksi. Este refinamento não se aplica aos furos perfurados.

A seguir, figura (4.12), são mostradas as curvas σ - N para as diversas categorias de detalhes construtivos apresentados pela norma, dadas pela equação (4.32):

$$N = AxS_R^{-3} \quad (4.32)$$

na qual N é número de ciclos mínimo estimado para a falha, S_R é o intervalo de tensão admissível, ksi e A é uma constante dada na tabela (4.10).

Cabe salientar que a AREMA, diferentemente do EUROCODE e da BS 5400, trabalha apenas com o cálculo de uma faixa de tensão equivalente não havendo um processo de cálculo que aplique diretamente a regra de Miner. No entanto, nesse trabalho são aplicados os dois procedimentos para que os resultados obtidos pela AREMA possam ser comparados com os obtidos pelos demais procedimentos.

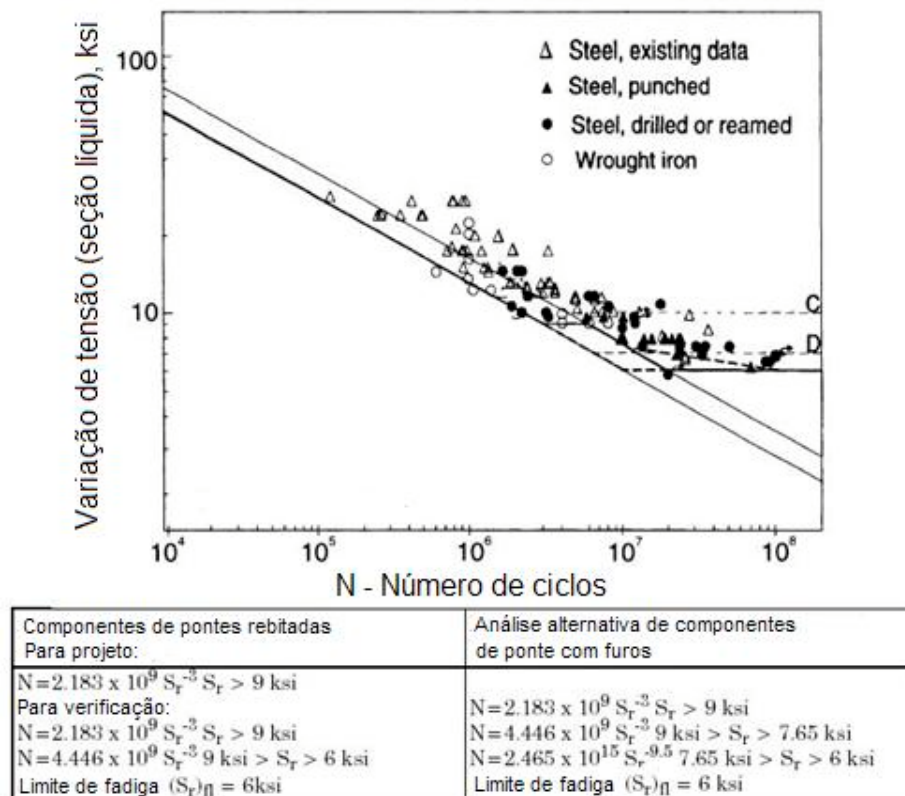


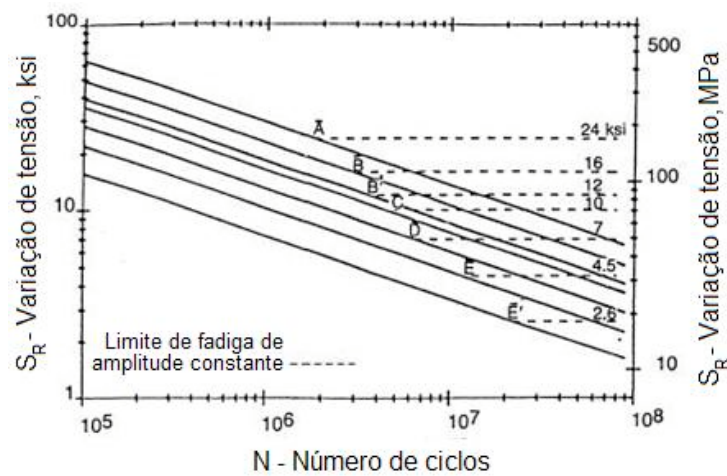
Figura (4.11) – Curvas de resistência à fadiga para pontes rebitadas.

Fonte: AREMA, 2000.

Tabela (4.10) - Constante A .

Categoria	Constante A
A	$2,5 \times 10^{10}$
B	$1,2 \times 10^{10}$
B'	$6,1 \times 10^9$
C	$4,4 \times 10^9$
D	$2,2 \times 10^9$
E	$1,1 \times 10^9$
E'	$3,9 \times 10^8$

Fonte: AREMA, 2000.

Figura (4.12) – Curvas σ -N.

Fonte: AREMA, 2000.

4.4 PROCEDIMENTO BASEADO NA NORMA DS 805

Apresenta-se a seguir um método clássico para determinação da vida residual de uma ponte baseado na norma alemã DS 805 (1991). De modo geral essa norma respeita as características gerais das normas anteriores: a estrutura trabalha em regime elástico (a nível macroscópico), aborda problemas de fadiga de alto ciclo a partir de curvas $\Delta\sigma$ -N obtidas experimentalmente para cada tipo de detalhe. As curvas $\Delta\sigma$ -N empregadas não são correspondentes às do EUROCODE 3 (1993), mas tal como nesta norma as curvas são definidas pela faixa de tensão resistente $\Delta\sigma_R$ que é correspondente a 2×10^6 ciclos. É interessante notar que a DS 805 trabalha com inclinação padrão $m = 3,75$ para elementos

soldados enquanto o EUROCODE 3 trabalha com $m = 3$. A figura (4.13) ilustra uma curva $\Delta\sigma$ -N que deve ser utilizada em perfis rebitados.

O cálculo do dano acumulado é feito através da regra de Miner, calculando-se uma faixa de tensão equivalente conforme equação (4.27). Nesta expressão deve-se considerar um índice m variável no lugar do número 3. O cálculo pode ser feito a partir de tabelas simplificadas construídas para a carga móvel UIC, dada pela norma. Neste caso a faixa de tensão correspondente é denominada de $\Delta\sigma_{UIC}$. Definindo-se $l_i = \Delta\sigma_i / \Delta\sigma_{UIC}$, em que $\Delta\sigma_i$ é a faixa de tensão correspondente a outra carga móvel, pode-se rescrever a (4.27), considerando um expoente genérico m , como

$$\sum n_i l_i^m = n_e l_e^m \quad (4.33)$$

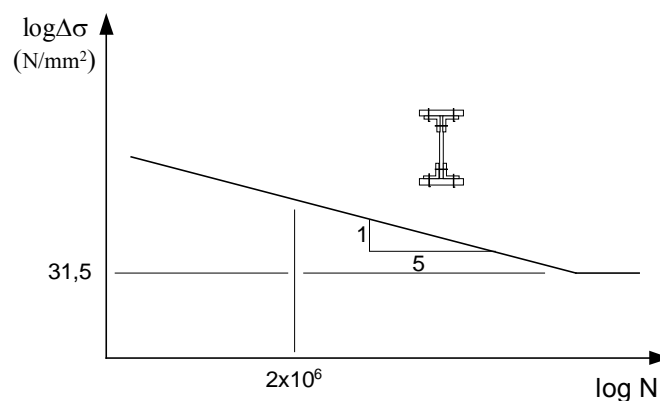


Figura (4.13) – Curva $\Delta\sigma$ -N correspondente a perfis rebitados segundo a DS 805.

Fonte: DS 805 (1991).

As curvas $\Delta\sigma$ -N são caracterizadas pela resistência a fadiga em 2×10^6 ciclos, $\Delta\sigma_C$, que é definida como $\Delta\sigma_C = \overline{\Delta\sigma_C} / 1,65$, em que $\overline{\Delta\sigma_C}$ é a resistência à fadiga correspondente a 2×10^6 ciclos com uma probabilidade de sobrevivência de 50% e 1,65 é um coeficiente de segurança. Logo, pode-se definir $l_C = \overline{\Delta\sigma_C} / \Delta\sigma_{UIC}$. Substituindo-se esses resultados em (4.24) tem-se:

$$N_i = (l_C / l_i)^m N_C \quad (4.34)$$

É importante destacar que no EUROCODE o ponto característico que descreve a curva é $(\Delta\sigma_D ; N_D)$. Substituindo-se (4.34) na expressão (2.6) tem-se:

$$D = \frac{1}{N_C l_C^m} \sum_i n_i l_i^k \quad (4.35)$$

Considerando-se que passam pela ponte diversos tipos de trens, em diferentes períodos de tempo, o dano total na ponte pode ser calculado fazendo-se:

$$D = \frac{365}{N_C l_C^m} \sum_{k=1}^m T_k \sum_j N_{jk} (l_{Tjk})^m \quad (4.36)$$

na qual 365 é o número de dias num ano; T_k é um período de tempo em anos, a soma de todos os períodos de tempo deve ser igual ao tempo de uso da ponte ou seja $\sum_{k=1}^m T_k =$ vida da ponte. Nesta equação, N_{jk} é o número de trens do tipo j que passaram na ponte no período T_k e l_{Tjk} é o relacionado ao trem j .

A norma DS 805 aplica um coeficiente de segurança na expressão (4.36) fazendo-se $g^m \cdot D$, na qual g é o coeficiente de segurança, m é a inclinação da curva $\Delta\sigma - N$ e D é o dano calculado por (4.36). O coeficiente de segurança é dado por $g = g_S \cdot g_R$, sendo $g_S = 1,15$ e g_R dado por:

$$g_R = 1,65 - \left[\left(\frac{t_{anos}}{30} \right)^{\frac{1}{m}} - 1 \right] \quad 1,3 \leq g_R \leq 1,65 \quad (4.37)$$

em que t_{anos} é a idade da ponte em anos.

De acordo com a norma é possível fazer-se uma classificação da ponte em função do dano majorado, tal como:

- $g^m \cdot D < 1$: Com essa condição satisfeita e não havendo trincas na ponte pode-se considerar a mesma como segura quanto à falha por fadiga;

- $1 < g^m \cdot D < 1,1$: Com essa condição satisfeita e não havendo trincas na ponte, na próxima inspeção deve-se fazer um trabalho mais cuidadoso;
- $1,1 < g^m \cdot D < 1,2$: Uma inspeção imediata deve ser realizada e repetida depois de 3 anos. Deve-se ter atenção especial às trincas e suas taxas de crescimento;
- $g^m \cdot D > 1,2$: Uma inspeção imediata deve ser realizada e repetida a cada ano. Medições relativas a manutenção da ponte devem ser realizadas. Deve-se ter atenção especial às trincas e sua taxa de crescimento.

4.5 NORMAS BRASILEIRAS

As normas brasileiras relacionadas com o tema são NBR 7189 (1983), NBR 7187 (1987) e a NBR 8800 (1986). A última, apresenta um anexo sobre fadiga (anexo M). Em linhas gerais, a abordagem empregada coincide com as demais normas já apresentadas, ou seja, trabalha a partir de curvas $\Delta\sigma$ - N definidas experimentalmente. No entanto, por se tratar de uma norma específica para projeto e execução de estruturas de aço de edifícios o material sobre fadiga é excessivamente resumido.

Na norma NBR 7187 tem-se uma recomendação de coeficiente de impacto para pontes ferroviárias:

$$\varphi = 0,001 \cdot (1600 - 60 \cdot \sqrt{L} + 2,25 \cdot L) \quad (4.38)$$

na qual L é o comprimento em metros do vão teórico do elemento em estudo. No caso de vigas contínuas de vãos desiguais em que o menor seja no mínimo 70% do maior, utiliza-se um único coeficiente calculado com um valor de L igual a média aritmética do comprimento de todos os vãos. Nas vigas em balanço, L é o comprimento do balanço.

Já a norma NBR 7189 determina os trens tipo para projeto de pontes ferroviárias novas, bem como para verificação de estabilidade estrutural de pontes existentes.

5. ESTUDO DE CASO – LEVANTAMENTO DE DADOS

Neste capítulo apresenta-se o estudo de caso de uma ponte ferroviária metálica localizada na linha Santa Maria – Marcelino Ramos, no km 11+004, no Estado do Rio Grande do Sul. Sua escolha deu-se pelo fato da estrutura ter apresentado falha por fadiga em três longarinas de seu estrado, detectadas em dezembro de 2005.

5.1 METODOLOGIA

O objetivo principal deste estudo é verificar a estrutura da ponte à fadiga identificando os possíveis fatores que levaram à falha da mesma. Além disso, tem-se como objetivo estimar a vida útil residual das longarinas que não foram substituídas. O procedimento a ser adotado segue os passos listados abaixo:

- Detalhamento do problema. Neste item procura-se caracterizar a ponte bem como o seu histórico de uso;
- Definição da geometria e vinculação da ponte;
- Definição do modelo matemático;
- Desenvolvimento do modelo numérico;
- Definição dos carregamentos. Neste item deve-se definir principalmente o histórico de carga móvel que passou pela ponte;
- Definição dos materiais empregados na ponte. Caso os materiais não sejam conhecidos devem ser extraídos corpos de prova os quais serão ensaiados em laboratório;
- Análise experimental da ponte;
- Realização de análises estática e modal com objetivo de estimar o comportamento da estrutura;
- Comparação dos resultados numéricos com os resultados experimentais;
- Calibração do modelo numérico;
- Análise de fadiga.

5.2 DETALHAMENTO DO PROBLEMA

A ponte em estudo, figura (5.1), é constituída por uma estrutura metálica isostática, simétrica, com vão total de 20,70 m e com ligações rebitadas. Apresenta vigamento principal em treliça e estrado inferior composto por longarinas e transversinas. Os encontros da ponte são construídos em alvenaria de pedra argamassada mantendo-se inalterados desde a construção da mesma. Sobre a fundação não há dados disponíveis.



Figura (5.1) – Ponte metálica no Km 11+004, linha Santa Maria – Marcelino Ramos.

Fonte: Arquivo Via Permanente da ALL.

Em pesquisa realizada junto ao arquivo técnico da Rede Ferroviária Federal S.A., Superintendência Regional Porto Alegre, obteve-se documentos oficiais da inauguração da linha Santa Maria - Marcelino Ramos, trecho Santa Maria - Cruz Alta, onde localiza-se a ponte. Segundo estes documentos, a linha foi inaugurada em 20 de novembro de 1894, tendo sido construída pela *Compagnie des Chemins de Fer Sud-Ouest Brésiliens*, de origem belga. Essa linha foi administrada pela mesma empresa até 1903, quando foi resgatada pelo Governo Federal. Neste mesmo ano foi arrendada para a Viação Férrea do Rio Grande do Sul (VFRGS). Em 1957, com a criação da Rede Ferroviária Federal S.A., que unificou grande parte das linhas férreas brasileiras, voltou a ser administrada pelo Governo Federal. Com o processo de privatização da RFFSA, em 1997, um contrato de concessão foi efetuado com a Ferrovias Sul Atlântico (FSA), posteriormente denominada América Latina Logística S.A., atual administradora da linha.

Foram localizados também os projetos de um reforço estrutural realizado na ponte. De acordo com esses projetos, foi possível determinar que a estrutura passou por um reforço em 1937, quando foi adequada para o TB-16, da antiga NB-7, passando a suportar 160 kN/eixo (essa composição é equivalente ao VF1 da VFRGS, figura 3.7). Este reforço foi executado por acréscimo de chapas às peças originais da ponte e aumento do diâmetro dos rebites nas ligações. Nesta época a linha era administrada pela VFRGS.



Figura (5.2) – Placa de identificação do reforço que foi realizado em 1937.

Em 2005, sob a concessão da ALL, foi programada uma obra de manutenção, visto que a estrutura apresentava várias peças secundárias deformadas devido a choques de composições ferroviárias que, por algum motivo, passaram fora do gabarito regulamentar, como mostra a figura (5.3). Além disso, a ponte apresentava corrosão superficial generalizada.



Figura (5.3) – Peças do contraventamento vertical – brackets – deformados por choques.

Fonte: Arquivo Via Permanente da ALL.

Durante a execução do serviço de pintura, em dezembro de 2005, foram detectadas trincas de grande comprimento em três longarinas no estrado da ponte. Em todos os casos as trincas começaram junto a ligação da longarina com a transversina, descendo, posteriormente, a 45° até encontrar a fileira de rebites que liga a cantoneira de reforço à longarina. Essas trincas possivelmente não eram recentes, pois haviam focos de corrosão internamente as mesmas. Nas figuras (5.4) e (5.5) são mostradas uma longarina trincada na estrutura da ponte e uma das longarinas que foram substituídas. A figura (5.6) ilustra a localização das trincas na estrutura da ponte.

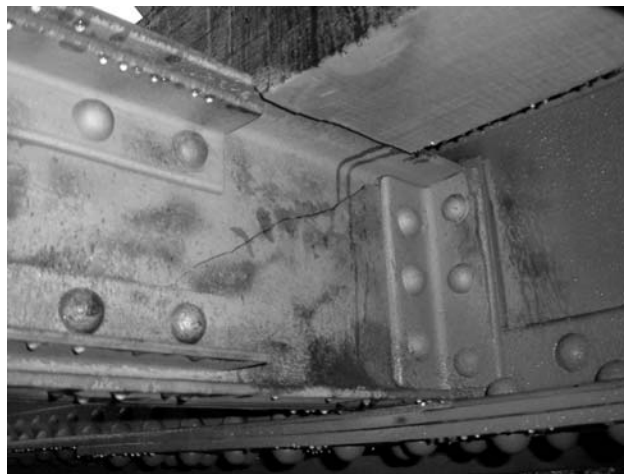


Figura (5.4) – Detalhe da trinca por fadiga em longarina.

Fonte: Arquivo Via Permanente da ALL.



Figura (5.5) – Detalhe da trinca por fadiga numa das longarinas substituídas.

Fonte: Arquivo Via Permanente da ALL.

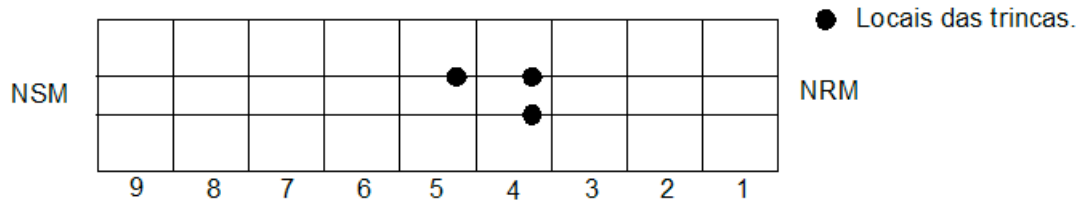


Figura (5.6) – Localização esquemática das longarinas que apresentaram trincas (vista superior do estrado da ponte). NSM : Santa Maria e NRM : Marcelino Ramos.

Numeração das longarinas no sentido de entrada das composições carregadas.

Fonte: Arquivo Via Permanente da ALL.

5.3 DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA E VINCULAÇÃO DA PONTE

A geometria da ponte ficou totalmente definida pelas plantas do reforço estrutural realizado em 1937 já que as plantas originais não foram localizadas. Os tipos de seções transversais usados, bem como as suas dimensões também estavam disponíveis nas plantas, de modo que não foram necessárias medições em campo. No entanto, não se encontrou nenhuma informação sobre o material empregado na ponte, mesmo na memória de cálculo do reforço de 1937 o material considerado tem características genéricas. A partir destes dados foi desenvolvido o modelo numérico conforme apresentado no item 5.5.

A vinculação da ponte com os encontros é feita através de aparelhos de apoio de encaixe, configurando aparelhos de apoio fixos, e roletes, como aparelhos de apoio móveis. Na figura (5.7) é ilustrado um aparelho de apoio móvel, com roletes.



Figura (5.7) – Mecanismo de apoio.

Fonte: Arquivo Via Permanente da ALL.

5.4 DEFINIÇÃO DO MODELO MATEMÁTICO

Quando se vai definir o modelo matemático a ser empregado na aproximação da solução de um problema, deve-se ter em conta as características do problema, o nível de aproximação desejado, os recursos computacionais disponíveis, os recursos de programas disponíveis ou que devem ser desenvolvidos e o tipo de resultados que se deseja obter. As características do problema foram apresentadas no item 5.2, sendo que simplificada-mente pode-se dizer que se trata de uma estrutura tridimensional formada pela ligação de elementos unidimensionais. O nível de aproximação desejado é o suficiente para se fazer uma análise a nível global da estrutura e se estimar a vida residual da ponte. A análise deve ser feita tendo como base programas de elementos finitos simples e pequenos programas auxiliares desenvolvidos em fortran 90 ou em planilhas eletrônicas. Todos esses programas devem rodar num microcomputador com configuração atual. Fez-se essas especificações para ser fiel às condições facilmente encontradas na iniciativa privada.

A partir dos dados apresentados, se especificou que a estrutura da ponte deve ser modelada com elementos de pórtico espacial padrão. Apesar das vigas principais da ponte serem treliçadas, todas as ligações do modelo são representadas por nós rígidos seguindo especificação da norma alemã DS 805 (1991). Deve-se salientar que este é o tipo de modelo empregado em estudos semelhantes ao proposto neste trabalho, (SPYRAKOS et. al., 2004).

No modelo proposto apenas a ponte é representada, ou seja, a linha; que é formada pelos trilhos, contra-trilhos e dormentes; é considerada como carga. As cargas das rodas do trem são aplicadas diretamente nas longarinas. Como os trilhos não estão posicionados no mesmo eixo das longarinas, conforme figura (5.8), tem-se a geração de um momento de 9 kN.m ao se passar a carga para as longarinas.

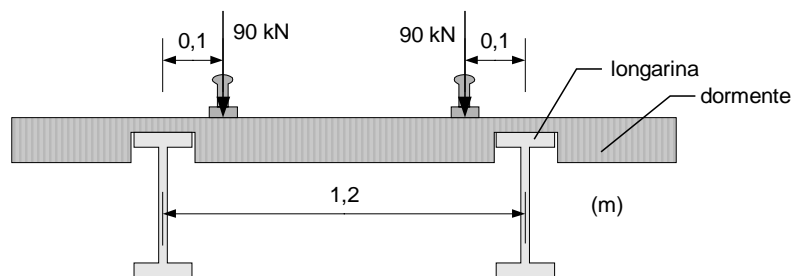


Figura (5.8) – Ligação entre longarinas e dormente.

No entanto, como as ligações entre o dormente e as longarinas são encaixes, sendo teoricamente consideradas rótulas, não há transmissão deste momento para as longarinas (essa consideração é normalmente adotada no projeto de pontes ferroviárias). Na realidade, os encaixes não funcionam como rótulas perfeitas, podendo haver transmissão parcial de momento para as longarinas, no entanto essa transmissão somente pode ser avaliada experimentalmente.

Por uma questão de simplicidade do modelo, optou-se por não modelar os contraventamentos e apenas considerá-los como carga. Como os contraventamentos são posicionados abaixo do tabuleiro, figura (5.9), há uma excentricidade razoável entre as linhas médias dos elementos de barra. Com esse procedimento as cargas de vento, aceleração e frenagem vão gerar resultados não verdadeiros já que essas cargas são absorvidas principalmente pelos contraventamentos. Por outro lado, considerando-se as cargas estacionária e móvel a influência destes é mínima.

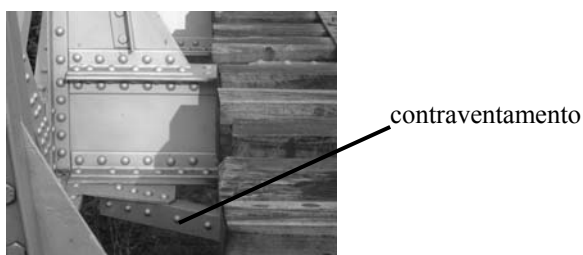


Figura (5.9) – Contraventamentos.

Os aspectos positivos do modelo matemático proposto são a simplicidade, o que garante que o modelo numérico possa ser desenvolvido num tempo reduzido e usando programas simples de elementos finitos, boa representação do comportamento global da estrutura, consideração de todas as solicitações atuantes em elementos de barra e baixa demanda computacional. Por outro lado, os aspectos negativos do modelo proposto são a não representação das ligações (que são apenas substituídas por nós), representação aproximada de alguns elementos da estrutura (ver item 5.5), não representação da ligação excêntrica entre as longarinas e as transversinas (a distância entre as linhas de centro dos dois elementos é de 50,5 mm) e a não consideração do empenamento restringido nos elementos que formam o tabuleiro da ponte. No entanto, vale dizer que a importância dessas deficiências é relativa, por exemplo, as normas apresentadas no capítulo 4 trabalham em termos de tensão nominal, que pode ser razoavelmente aproximada pelos resultados obtidos por elementos de barra.

5.5 DESENVOLVIMENTO DO MODELO NUMÉRICO

A malha de elementos de pórtico espacial, figura (5.10), foi construída usando-se o modelo apresentado na figura (5.11), que foi definido a partir das plantas do reforço de 1937. Pode-se observar que as dimensões principais da ponte são: comprimento de 20,7 m, largura de 4 m e altura das vigas treliçadas de 1,98 m. As vigas treliçadas são formadas por 9 painéis de 2,3 m cada. A ponte apresenta uma estrutura simétrica conforme indicado no desenho. Os nós da malha proposta são coincidentes com as uniões a menos nas situações em que há variação de seção transversal, que ocorre nos banzos superior e inferior, bem como nas transversinas. Na figura (5.11) estão indicados os pontos de variação de seção transversal, bem como o grupo de propriedades correspondente a cada barra. Em cada ponto de alteração de seção transversal é posicionado um nó. A malha de elementos de pórtico espacial resultante tem 392 nós e 654 elementos e foi construída no sistema Centaurus (1994).

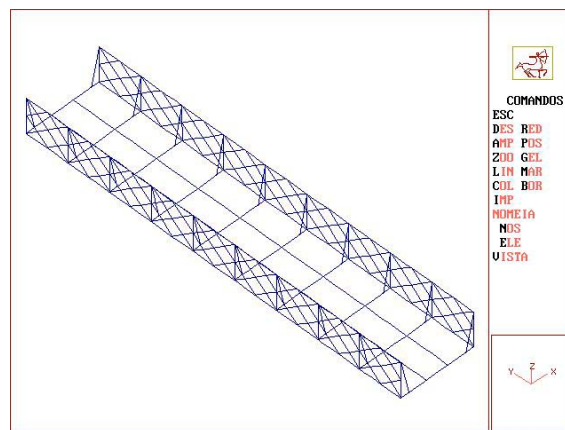


Figura (5.10) – Malha de elementos de pórtico espacial.

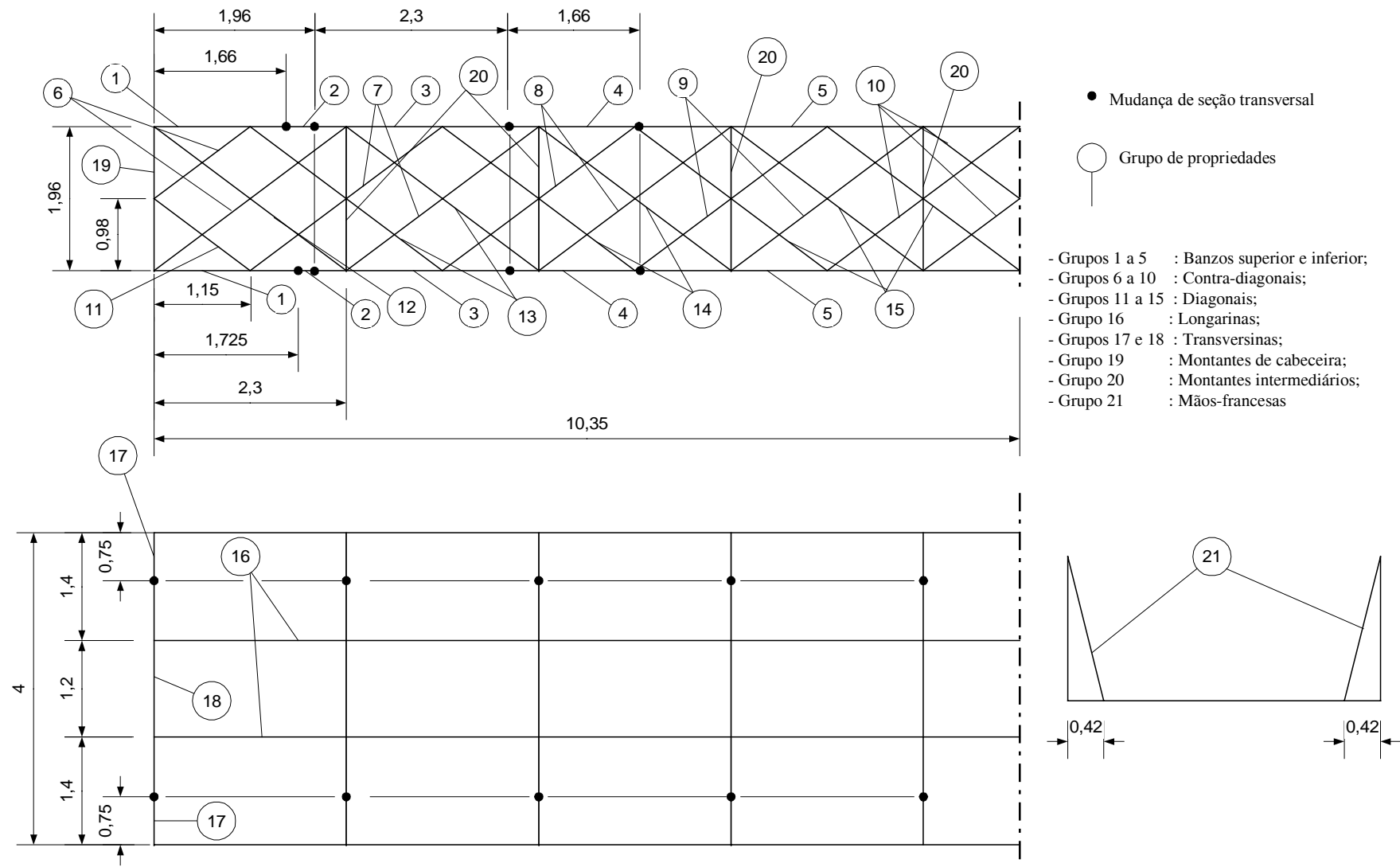


Figura (5.11) – Esquema da estrutura da ponte.

Na estrutura da ponte há dois elementos, ver figura (5.12), de representação difícil com elementos de barra, que são os espelhos na entrada e saída da ponte e os montantes intermediários.

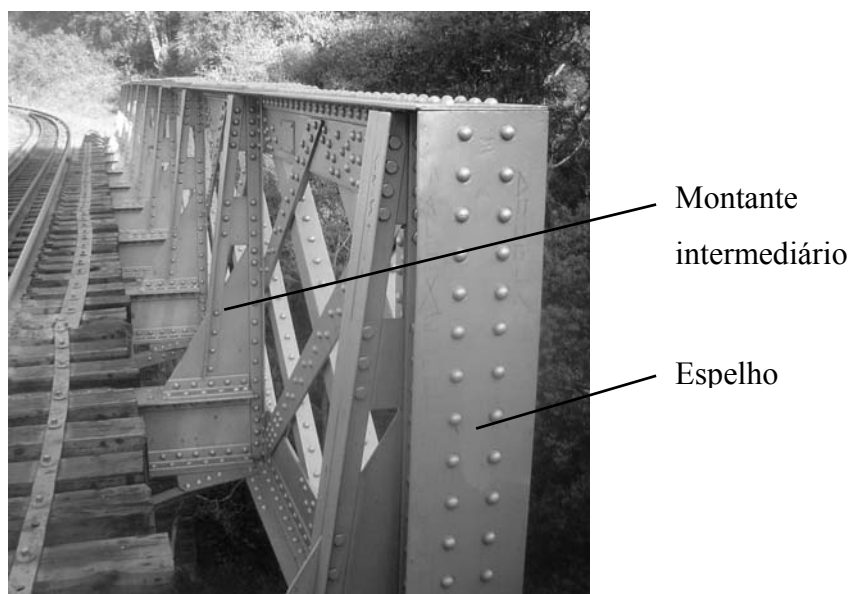


Figura (5.12) – Elementos de difícil modelamento.

Devido a complexidade da seção transversal, os espelhos foram representados como carga e no seu lugar foram modelados montantes padrão que são os montantes de cabeceira. Já os montantes intermediários foram aproximados por dois elementos de barra com propriedades aproximadas. Com esse procedimento, os montantes de cabeceira do modelo numérico vão resultar menos rígidos do que os da estrutura real. Um procedimento mais rigoroso é possível modelando-se essas peças com elementos de casca de modo a definir a rigidez das mesmas e a partir dessa informação determinar as propriedades para os elementos de barra equivalentes.

No modelo proposto há 21 grupos de propriedades. Os grupos 1 a 5 correspondem aos banzos superior e inferior. Os grupos 6 a 10 correspondem às contra-diagonais e os grupos 11 a 15 correspondem às diagonais. O grupo 16 corresponde às longarinas, já os grupos 17 e 18 correspondem às transversinas. Os grupos 19 e 20 correspondem aos montantes de cabeceira e montantes intermediários respectivamente. O grupo 21 corresponde às mãos-francesas que foram usadas para modelar os montantes reais. No Anexo B estão ilustradas as geometrias de cada uma das seções transversais correspondentes aos 21 grupos de propriedades. A tabela (5.1) apresenta os valores das propriedades de área de cada uma das 21 seções transversais.

Nesta tabela A , I_y e I_z são a área da seção transversal e os momentos de inércia em relação aos eixos y e z . Já I_x é a constante de torção de Saint Venant e β é o ângulo beta que localiza a seção transversal no espaço.

Tabela (5.1) – Propriedades de área das seções transversais.

Grupo de Propriedades	Figura	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	β (Beta)
1	E.1	105,620	48,100	7.733,120	3.269,290	0,000
2	E.1	132,620	55,400	8.882,390	5.294,290	0,000
3	E.1	159,620	106,000	9.896,560	7.319,300	0,000
4	E.1	193,720	120,000	11.117,000	10.050,100	0,000
5	E.1	220,720	127,000	12.096,500	12.075,100	0,000
6	E.2	28,500	9,500	447,660	188,410	0,000
7	E.2	23,500	7,800	295,920	95,750	0,000
8	E.2	16,960	3,600	136,770	64,810	0,000
9	E.2	11,360	2,420	60,180	60,180	0,000
10	E.2	9,360	2,010	52,480	18,720	0,000
11	E.3	31,200	14,900	509,600	14,380	0,000
12	E.3	33,600	16,100	582,400	15,880	0,000
13	E.3	23,400	23,300	329,550	6,320	0,000
14	E.3	18,000	17,500	150,000	4,800	0,000
15	E.3	16,800	26,700	68,600	8,060	0,000
16	E.4	84,810	151,570	7.888,540	644,730	0,000
17	E.5	152,500	300,044	41.347,800	3.716,710	0,000
18	E.5	212,500	695,565	66.447,200	6.841,710	0,000
19	E.6	26,000	8,670	294,170	116,320	0,000
20	E.7	26,000	8,670	294,170	116,320	0,000
21	E.7	18,620	3,040	203,550	86,440	0,000

As constantes do material empregadas são as padrões para definir um aço, ou seja, módulo de elasticidade longitudinal $E = 2,1 \times 10^8$ kN/m², módulo de elasticidade transversal $G = 8,07 \times 10^7$ kN/m², coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$ e peso específico $\gamma = 78,5$ kN/m³.

Como condições de contorno considerou-se que os quatro nós extremos do tabuleiro da ponte apresentam deslocamentos nas direções x e z impedidos. Os deslocamentos na direção y são impedidos em apenas dois nós da mesma cabeceira. As rotações nos quatro nós estão livres.

5.6 DEFINIÇÃO DOS CARREGAMENTOS

5.6.1 Carga permanente

A obtenção da carga estacionária atuante deve contemplar o peso próprio da estrutura, considerando todos seus elementos principais, bem como chapas e rebites de ligação; e o peso próprio da linha férrea, composta por trilhos, contra-trilhos, dormentes e fixações metálicas, que apoiam-se diretamente sobre as longarinas da ponte. Para tal, utilizou-se a tabela (5.2) fornecida pela concessionária local que apresenta o peso da estrutura, sem o peso da linha, dado o tipo estrutural da ponte metálica. Quando a coluna vão encontra-se em branco, a tabela é válida para qualquer vão. Segundo esta classificação, adotada internamente pela ferrovia, o tipo da ponte é composto por duas letras. A primeira determina o tipo estrutural das vigas principais, sendo o tipo “A” para vigas de alma cheia e os tipos “B” a “P” para diferentes configurações de treliças. A segunda letra considera a posição do estrado em relação as vigas principais: “i” para estrado inferior, “m” para médio e “s” para superior. A estrutura em estudo é classificada como “Gi”, pesando, portanto, 15,10 kN/m. Multiplicando este valor pelo vão de 20,7 m, obtem-se 312,57 kN como peso total da estrutura.

Para a linha, tem-se:

- trilho TR-45 (45 kg/m): $m = 45 \cdot 20,7 \cdot 2 = 1863 \text{ kg}$
- contra-trilho TR-37 (37 kg/m): $m = 37 \cdot 20,7 \cdot 2 = 1531,80 \text{ kg}$
- dormentes (1 a cada 0,4 m): $20,7/0,4 = 52 \text{ dormentes}$

dimensões do dormente: (0,2 x 0,2 x 2,70) m

massa específica média (madeira): 1300 kg/m³

$$m = 52 \cdot 0,108 \cdot 1300 = 7300,80 \text{ kg}$$

- Sub-total: 10695,60 kg
- Fixação metálica (15% da massa sub-total): 1604,34 kg
- Massa da linha: 12299,94 kg
- Peso da linha: 122.999,40 N = 123 kN

Tabela (5.2) – Peso da estrutura metálica das pontes por metro linear.

	Tipo	Vão	Peso por metro kN/m
Tipo A	As	8,25	4,97
	As	9,00	5,45
	As	10,20	6,06
	As	10,90	6,46
	As	12,00	7,00
	As	13,70	8,26
	As	21,00	10,51
	As	28,00	11,57
	As	44,00	12,73
		Am	
	Ai		6,40
Tipo B	Bs		11,17
	Bm		11,17
Tipo C	Ci		12,34
	Cm		12,30
Tipo E	Ei		13,81
Tipo F	Fi		12,36
Tipo G	Gi		15,10
	Gs		15,10
Tipo H	Hs		15,10
	Hi		15,10
Tipo N	Ni		15,13
Tipo P	Ps		15,10

Fonte: Arquivo Via Permanente da ALL

Desta forma, confiando-se no valor obtido da tabela (5.2), a carga estacionária total é de $312,57 + 123 = 435,57$ kN. O valor de 312,57 kN deve ser utilizado para validar o modelo numérico desenvolvido, comparando-o com o peso do modelo. Para determinar o peso do modelo numérico utilizou-se o software Centaurus. Esse aplicativo fornece a opção de criar uma hipótese de carga considerando apenas o peso próprio do modelo. Somando-se as reações de apoio fornecidas pelo programa, após a análise, obteve-se o peso de 252,18 kN. Visto que o peso do modelo é inferior ao valor de referência, verificou-se a necessidade de acrescentar o peso de elementos não modelados, como contraventamentos, brackets, chapas de cobrejuntas, goussets de ligação, enchimentos e a cabeça dos rebites, que serão aplicadas como cargas concentradas no modelo.

Esse levantamento foi efetuado com base nos projetos obtidos e é mostrado na tabela (5.3) para o estrado e os contraventamentos. Na tabela (5.4) é apresentado o levantamento correspondente às vigas principais.

Tabela (5.3) – Levantamento de elementos não modelados.

Estrado

Transversinas (10X)						
Descrição	Dimensões (cm)	Quantidade	Área unit. (cm ²)	Volume tot (cm ³)	Peso específico (N/cm ³)	Peso (N)
Rebitos	2.00	78		163.363	0.0786	12.840
	2.20	86		239.737	0.0786	18.843
						31.684
Longarinas (18X)						
Descrição	Dimensões (cm)	Quantidade	Área unit. (cm ²)	Volume tot (cm ³)	Peso específico (N/cm ³)	Peso (N)
Rebitos	2.00	20		41.888	0.0786	3.292
	2.20	6		16.726	0.0786	1.315
Cantoneiras	8.0 8.0 1.0 22.0	4	15.000	1320.000	0.0786	103.752
						108.359

2.267 kN

Contraventamento

Painel de cabeceira e painel 2 (2X)						
Descrição	Dimensões (cm)	Quantidade	Área unit. (cm ²)	Volume tot (cm ³)	Peso específico (N/cm ³)	Peso (N)
Rebitos	1.60	64		68.629	0.0786	5.394
	2.00	2		4.189	0.0786	0.329
	2.20	28		78.054	0.0786	6.135
Cantoneiras	7.0 7.0 1.0 405.0	2	13.000	10530.000	0.0786	827.658
Chapas	8.0 0.8	193.5	1	6.400	0.0786	97.338
	8.0 0.8	197.0	1	6.400	0.0786	99.099
	8.0 0.8	401.0	1	6.400	0.0786	201.719
Goussets				6933.000	0.0786	544.934
						1782.606
Painel 3, 4 e 5 (2X)						
Descrição	Dimensões (cm)	Quantidade	Área unit. (cm ²)	Volume tot (cm ³)	Peso específico (N/cm ³)	Peso (N)
Rebitos	2.20	25		69.691	0.0786	5.478
Cantoneiras	7.0 7.0 1.0 405.0	2	13.000	10530.000	0.0786	827.658
Goussets				5529.000	0.0786	434.579
						1267.715

13.469 kN

Somando-se as parcelas referentes ao estrado, contraventamento e vigas principais, obtém-se um total de pesos extras de 44,11 kN. Adicionando-se este valor ao peso próprio do modelo de 252,18 kN, chega-se a um peso total de 296,29 kN. Este valor é 5,5% inferior ao obtido pela tabela (5.2). Essa diferença a nível de engenharia é aceitável e pode estar associada a pequenas variações nos pesos específicos dos materiais e na geometria dos elementos avaliados. Além disso, a própria tabela (5.2) pode apresentar alguma margem de erro.

Concluída a validação do peso total, deve-se determinar de que forma serão aplicadas estas cargas estacionárias extras no modelo da ponte. Para isso, foram adotados os seguintes critérios:

- Os pesos referentes a elementos das vigas principais serão aplicados como cargas concentradas nestas vigas em seus correspondentes painéis em 3 pontos de aplicação: nos nós de extremidade inferior dos montantes (extremidade dos painéis) e no nó do banzo inferior central de cada painel. Exceto nos painéis de cabeceira, nos demais o peso correspondente a cada painel é igualmente dividido nestes 3 pontos de aplicação da carga.

Nos painéis de cabeceira, os montantes de entrada e saída da ponte são mais carregados, a fim de simular o efeito das chapas de “espelho” de entrada na ponte, como pode ser visto nas figuras (5.3) e (5.12);

Tabela (5.4) – Levantamento de elementos não modelados.

Viga principal

Painel de cabeceira (4X)

Descrição	Dimensões (cm)	Quantidade	Área unit. (cm ²)	Volume tot (cm ³)	Peso específico (N/cm ³)	Peso (N)			
Rebites	1,60	13		13,940	0,0786	1,086			
	2,00	102		213,628	0,0786	16,791			
	2,20	419		1168,021	0,0786	91,806			
Cantoneiras	7,0	7,0	0,9	22,0	1	11,790	259,380	0,0786	20,387
	8,0	8,0	1,0	22,0	1	15,000	390,000	0,0786	25,938
	8,0	8,0	1,0	26,0	1	15,000	390,000	0,0786	30,654
	8,0	8,0	1,0	24,0	2	15,000	720,000	0,0786	56,592
	8,0	8,0	1,0	46,2	2	15,000	1386,000	0,0786	108,940
	8,0	8,0	1,2	193,8	2	17,760	6883,776	0,0786	541,065
	8,0	8,0	1,2	25,0	4	17,760	1776,000	0,0786	139,594
Chapas	31,0	1,1	196,0	1	34,100	6683,600	0,0786	525,331	
	30,0	1,2	25,0	2	36,000	1800,000	0,0786	141,480	
	50,0	1,2	133,8	1	60,000	8028,000	0,0786	631,001	
	31,0	1,0	42,0	4	31,000	5208,000	0,0786	409,349	
	22,0	1,0	42,0	4	22,000	3696,000	0,0786	290,506	
Enchimentos				1	7,070	4,242	0,0786	0,333	
Cobre-juntas						3160,950	0,0786	248,451	
Brackets						2746,300	0,0786	215,859	
								3495,172	

Painel 2 (4X)

Descrição	Dimensões (cm)	Quantidade	Área unit. (cm ²)	Volume tot (cm ³)	Peso específico (N/cm ³)	Peso (N)			
Rebites	1,60	23		24,664	0,0786	1,939			
	2,00	122		255,516	0,0786	20,084			
	2,20	211		588,192	0,0786	46,232			
Cantoneiras	7,0	7,0	0,9	22,0	2	11,790	518,760	0,0786	40,775
	7,0	7,0	0,9	25,0	2	11,790	589,500	0,0786	46,335
	8,0	8,0	1,0	46,2	2	15,000	1386,000	0,0786	108,940
Enchimentos				7	7,070	29,694	0,0786	2,334	
Cobre-juntas						1361,440	0,0786	107,009	
Brackets						2746,300	0,0786	215,859	
								589,505	

Painel 3 (4X)

Descrição	Dimensões (cm)	Quantidade	Área unit. (cm ²)	Volume tot (cm ³)	Peso específico (N/cm ³)	Peso (N)			
Rebites	1,60	35		37,532	0,0786	2,950			
	2,00	49		102,625	0,0786	8,066			
	2,20	247		688,547	0,0786	54,120			
Cantoneiras	7,0	7,0	0,9	22,0	2	11,790	518,760	0,0786	40,775
	7,0	7,0	0,9	25,0	1	11,790	294,750	0,0786	23,167
	8,0	8,0	1,0	46,2	2	15,000	1386,000	0,0786	108,940
	7,0	7,0	1,0	119,0	4	13,000	6188,000	0,0786	486,377
Chapas	31,0	1,1	110,0	2	34,100	7502,000	0,0786	589,657	
	22,0	1,0	42,0	4	22,000	3696,000	0,0786	290,506	
Enchimentos				7	7,070	29,694	0,0786	2,334	
Cobre-juntas						1019,240	0,0786	80,112	
Brackets						2746,300	0,0786	215,859	
								1902,863	

Painel 4 (4X)

Descrição	Dimensões (cm)	Quantidade	Área unit. (cm ²)	Volume tot (cm ³)	Peso específico (N/cm ³)	Peso (N)		
Rebites	2,00	47		98,437	0,0786	7,737		
	2,20	267		744,300	0,0786	58,502		
	8,0	8,0	1,0	46,2	2	15,000	1386,000	0,0786
Enchimentos				7	7,070	29,694	0,0786	2,334
Cobre-juntas						630,620	0,0786	49,567
Brackets						2746,300	0,0786	215,859
								442,939

Painel 5 (4X)

Descrição	Dimensões (cm)	Quantidade	Área unit. (cm ²)	Volume tot (cm ³)	Peso específico (N/cm ³)	Peso (N)			
Rebites	2,00	20		41,888	0,0786	3,292			
	2,20	178		496,200	0,0786	39,001			
Cantoneiras	7,5	5,0	0,8	62,0	1	9,360	590,320	0,0786	45,613
	8,0	8,0	1,0	46,2	2	15,000	1386,000	0,0786	108,940
Chapas	30,0	1,0	50,0	2	30,000	3000,000	0,0786	235,800	
Enchimentos				4	7,070	16,968	0,0786	1,334	
Cobre-juntas						157,650	0,0786	12,391	
Brackets						2746,300	0,0786	215,859	
								662,231	

28,371 kN

- O peso total referente ao estrado é igualmente dividido e aplicado como cargas concentradas nos nós de extremidade inferior dos montantes do modelo;
- Os pesos referentes aos contraventamentos são aplicados como cargas concentradas em seus pontos de apoio reais, ou seja, nos nós da extremidade inferior dos montantes, nos seus painéis correspondentes.

Desta forma, em uma vista em planta, obtém-se a seguinte configuração:

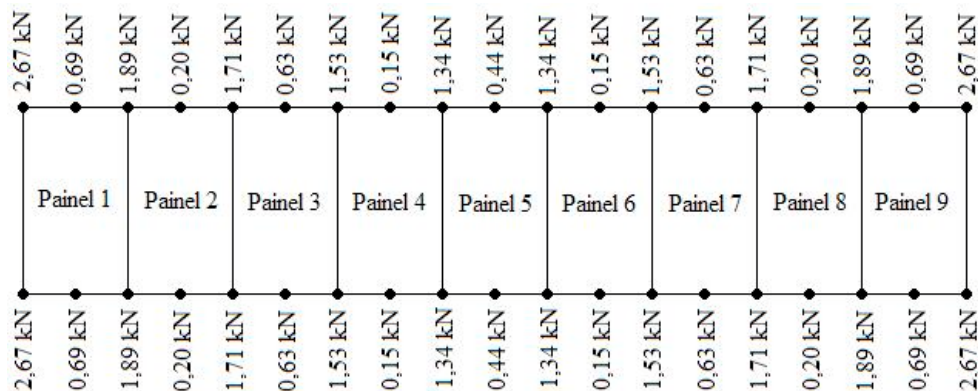


Figura (5.13) – Amplitude e localização de aplicação das cargas dos pesos de elementos não modelados.

O peso referente a linha foi aplicado como carga uniformemente distribuída sobre as longarinas do modelo. Assim, tem-se:

$$\text{Peso da linha} = 123 \text{ kN} / 20,7 \text{ m (vão)} = 5,94 \text{ kN/m} / 2 \text{ longarinas} = 2,97 \text{ kN/m.}$$

Por ter ficado próximo do valor de referência utilizado em projetos de pontes ferroviárias de 3,05 kN/m, aplicou-se este como a carga referente a linha no modelo.

5.6.2 Carga de vento

Segundo seção 7.5 da NBR 6123 (1988) – Reticulados planos isolados - a força de arrasto devido ao vento vale:

$$F_a = C_a \times q \times A_e \quad (5.1)$$

em que q é a pressão dinâmica do vento, A_e é a área frontal efetiva do reticulado e C_a é o coeficiente fornecido pelo gráfico da figura 6 da norma.

Considerando-se uma “edificação” com altura de 18 m na região de Santa Maria, tem-se uma velocidade básica do vento $V_0 = 43 \text{ m/s}$, $S_1 = 1,43$ (fator topográfico), $S_2 = 0,99$ (rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno) e $S_3 = 1,10$ (fator estatístico). Portanto para a velocidade característica do vento tem-se:

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 = 43 \times 1,43 \times 0,99 \times 1,10 = 66,99 \text{ m/s} \quad (5.2)$$

que corresponde a uma pressão dinâmica de:

$$q = 0,613 \times V_k^2 = 0,613 \times 66,99^2 = 2750,82 \text{ N/m}^2 \quad (5.3)$$

A área frontal efetiva do reticulado foi obtida através dos projetos da ponte, chegando-se ao valor de $A_e = 31,88 \text{ m}^2$. A área exposta da corda inferior inclui a altura dos trilhos e dormentes. O índice de área exposta é obtido pela (5.4) na qual A é a área formada pelas bordas do reticulado.

$$\phi = \frac{A_e}{A} = \frac{31,88}{40,57} = 0,79 \quad (5.4)$$

Com o índice ϕ obtém-se o coeficiente C_a , através do gráfico 6 da norma NBR 6123 (1988), $C_a = 1,7$. Logo, a força de arrasto F_a pode ser calculada como:

$$F_a = C_a \times q \times A_e = 1,7 \times 2750,82 \times 31,88 = 149,08 \text{ kN} \quad (5.5)$$

Esta força deve ser aplicada no reticulado que forma o sistema de contraventamento horizontal da ponte. Visto que optou-se por não considerar no modelo numérico da estrutura os contraventamentos horizontais, a força de arrasto devido ao vento não será considerada na análise de fadiga.

5.6.3 Carga de aceleração e frenagem

Acionando-se os freios de uma composição, surge uma força de atrito na área de contato entre os rodéis e os trilhos que desacelera a mesma. Esta desaceleração vale:

$$a = \frac{F_{fren}}{m} \quad (5.6)$$

na qual F_{fren} é a força de atrito e m é a massa da composição.

A máxima força de frenagem capaz de ser gerada é dada por:

$$F_{fren} = f_f \cdot P \quad (5.7)$$

em que f_f é o coeficiente de atrito ou de aderência entre as rodas e a superfície de contato e P é a força peso da composição. Ultrapassado o valor desta força, o veículo passa a deslizar sobre o trilho, mantendo-se, então, a força constante e igual a F_{fren} .

Na aceleração a tendência de giro das rodas gera forças de contato devido a aderência. Também aqui a força máxima aplicada no arranque é limitada em:

$$F_{acel.} = f_m \cdot P \quad (5.8)$$

em que f_m é o coeficiente de atrito ou aderência em movimento.

A NBR 7187 (1987) estabelece os valores das forças a serem utilizadas. Para pontes ferroviárias, utiliza-se 15% da carga móvel, na frenagem; 25% do peso dos eixos motores, na aceleração.

Assim como a força de arrasto do vento, obtida no item 5.6.2, as forças de aceleração e frenagem devem ser suportadas pelo contraventamento horizontal da ponte. Essas forças devem ser consideradas numa análise global da ponte. No entanto, como o objetivo deste trabalho é analisar o modo de falha por fadiga, essas forças não são consideradas (as análises de fadiga são normalmente feitas considerando-se as cargas estacionária e móvel).

5.6.4 Carga móvel

No capítulo 3 foi definido o trem operacional, denominado TOGE. Este é a combinação de locomotivas e vagões que causam as maiores solicitações nas estruturas, considerando o material rodante disponível no RS. O trem TOGE é utilizado na verificação estrutural de pontes, através de análise estática. Entretanto, para uma análise de fadiga o trem TOGE não é recomendado, pois trata-se de um carregamento excepcional. A partir disso, procurou-se definir um trem equivalente que representasse tanto carregamentos do passado como os atuais, ou seja, um trem padrão.

Para tal, efetuou-se um levantamento do histórico de cargas da ponte, bem como do ano em que cada modelo de locomotivas e vagões entraram em tráfego. O histórico de carregamentos foi pesquisado tanto na concessionária atual das ferrovias gaúchas, ALL, quanto na RFFSA. Obteve-se registros dos últimos dezessete anos, de 1990 a 2006, sendo que para este último ano os dados estão computados apenas até o mês de abril. Estes dados foram gentilmente fornecidos na forma de planilhas eletrônicas, nas quais são especificados o mês de realização do carregamento, a mercadoria transportada, o local de origem, o local de destino e a tonelagem útil transportada (TU), ou seja, apenas a massa da mercadoria, sem considerar a tara dos vagões.

Na tabela (5.5) é mostrado um pequeno trecho da planilha referente aos carregamentos de 2006, onde selecionou-se apenas os carregamentos com origem em Cruz Alta, RS. Nesta mesma tabela foram omitidas algumas colunas consideradas desnecessárias. A tabulação de todos os dados, selecionando apenas os fluxos de origem e destino que cruzaram sobre a ponte, está ilustrada na tabela (5.6) e figura (5.14).

Tabela (5.5) – Exemplo de planilha do histórico de carregamentos da ponte.

Mês	Fluxo	Fluxo2	Mercadoria	CódOrig	Estação Origem	CódDest	Estação Destino	TU	TKU(ML)
jan	GS60187	GS	SOJA GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NRG	RIO GRANDE	536.92	395710.04
jan	GS60351	GS	SOJA GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NRG	RIO GRANDE	28729.14	21173376.18
jan	GS60492	GS	SOJA GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NRG	RIO GRANDE	676.12	498300.44
jan	GS61847	GS	TRIGO GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NRG	RIO GRANDE	1966.62	1449398.94
jan	GS62007	GS	SOJA GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NRG	RIO GRANDE	16469.7	12138168.9
jan	GS62473	GS	SOJA GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NRG	RIO GRANDE	6167.32	4545314.84
jan	GS62499	GS	SOJA GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NRG	RIO GRANDE	3690.84	2720149.08
jan	GS62553	GS	TRIGO GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NRG	RIO GRANDE	11507.78	8481233.86
jan	GS62626	GS	TRIGO GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NRG	RIO GRANDE	2860.78	2108394.86
jan	GS62641	GS	SOJA GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NRG	RIO GRANDE	880.08	648618.96
jan	GS62649	GS	CALCARIO	NCZ	CRUZ ALTA	NPJ	PASSO FUNDO	350	67900
jan	GS62674	GS	TRIGO GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NRG	RIO GRANDE	1410.12	1039258.44
jan	GS62700	GS	MILHO GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NES	ESTRELA	1400.28	533506.68
fev	GS60187	GS	SOJA GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NRG	RIO GRANDE	550.06	405394.22
fev	GS60351	GS	SOJA GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NRG	RIO GRANDE	9179.86	6765556.82
fev	GS60492	GS	SOJA GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NRG	RIO GRANDE	555.28	409241.36
fev	GS60643	GS	TRIGO GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NRG	RIO GRANDE	2575.78	1898349.86
fev	GS62007	GS	SOJA GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NRG	RIO GRANDE	10650.16	7849167.92
fev	GS62473	GS	SOJA GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NRG	RIO GRANDE	2859.6	2107525.2
fev	GS62499	GS	SOJA GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NRG	RIO GRANDE	3028.49	2231997.13
fev	GS62553	GS	TRIGO GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NRG	RIO GRANDE	2426.42	1788271.54
fev	GS62641	GS	SOJA GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NRG	RIO GRANDE	1009.98	744355.26
fev	GS62700	GS	MILHO GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NES	ESTRELA	3383.52	1289121.12
fev	GS62743	GS	TRIGO GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NRG	RIO GRANDE	4845.6	3571207.2
fev	GS62783	GS	MILHO GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NES	ESTRELA	1314.24	500725.44
mar	GI62867	GL	ALCOOL HIDRATADO	NCZ	CRUZ ALTA	NPY	PATIO INDUSTRIAL	290.63	131074.13
mar	GS60351	GS	SOJA GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NRG	RIO GRANDE	900.76	663860.12
mar	GS60643	GS	TRIGO GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NRG	RIO GRANDE	797.56	587801.72
mar	GS60644	GS	TRIGO GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NRG	RIO GRANDE	4930.86	3634043.82
mar	GS60911	GS	TRIGO GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NRG	RIO GRANDE	1077.42	794058.54
mar	GS60951	GS	MILHO GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NRG	RIO GRANDE	15328.5	11297104.5
mar	GS62007	GS	SOJA GRANEL	NCZ	CRUZ ALTA	NRG	RIO GRANDE	413	304381

Fonte: Arquivo Via Permanente da ALL.

Tabela (5.6) – Tabela resumo com o histórico de toneladas uteis transportadas sobre a ponte.

	Ano	Tu
RFFSA	1990	1.631.310,00
	1991	1.424.440,00
	1992	1.576.560,00
	1993	1.611.560,00
	1994	1.646.840,00
	1995	1.344.000,00
	1996	1.237.880,00
ALL	1997	854.543,00
	1998	1.167.659,00
	1999	1.147.318,00
	2000	1.210.969,23
	2001	1.438.777,27
	2002	1.507.168,27
	2003	2.258.990,01
	2004	2.284.328,53
	2005	1.461.203,49
	2006	583.912,36
Total		24.387.459,16

Fonte: Arquivo Via Permanente da ALL e Arquivo da RFFSA – SR6.

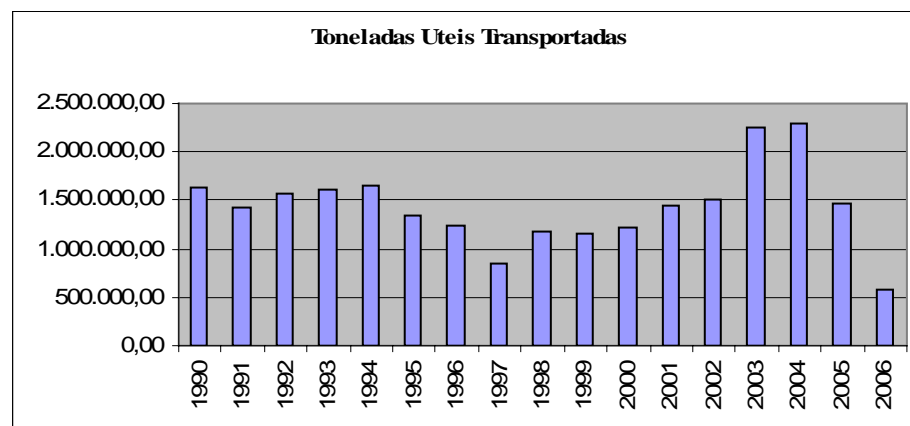


Figura (5.14) – Toneladas uteis que passaram sobre a ponte.

Fonte: Arquivo Via Permanente da ALL e Arquivo da RFFSA – SR6.

Além destes dados, foi encontrado um documento da RFFSA com o total de toneladas brutas transportadas, por linha, no estado do Rio Grande do Sul, no ano de 1969. Estes dados são mostrados na figura (5.15). Como pode-se ver na figura, no trecho Santa Maria – Cruz Alta, somando os dois fluxos tem-se 5.470 t brutas diárias. Visto que a tara dos vagões representa 25% do seu peso total carregado, chega-se ao valor de 1.497.412 t úteis transportadas ao longo do ano.

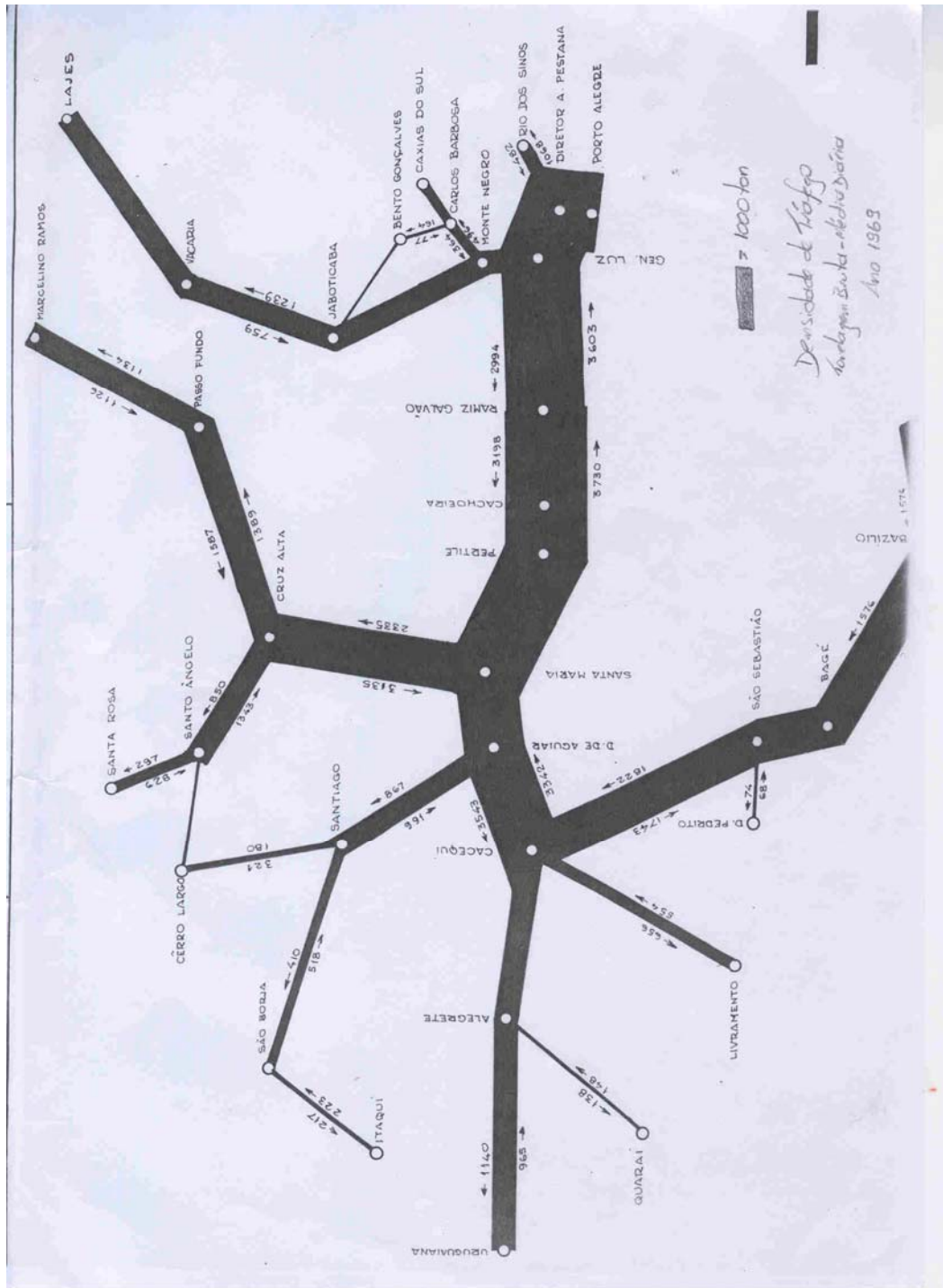


Figura (5.15) – Toneladas úteis transportadas em 1969 no RS.

Fonte: Arquivo Via Permanente da ALL.

Fazendo-se a média das toneladas úteis transportadas no período de 1990 a 1996, sob a administração da RFFSA, obtém-se 1.496.084 t . Comparando-se este valor com a TU de 1969 nota-se que a variação é de 0,09%. Calculando-se a média das TU's considerando o ano de 1969 tem-se 1.496.250 t e um desvio padrão de 149.168 t, o que corresponde a um

coeficiente de variação de 9,97%. Já no período da ALL tem-se uma média 1.391.487 t, desvio padrão de 542934 t e coeficiente de variação de 39,01%. Esse valor se justifica porque no período de 1997 a 2006 houve um ano de seca e dois anos com supersafra, além disso os dados de 2006 não estão completos. Considerando-se que o coeficiente de variação do período da RFFSA é relativamente baixo, adotou-se a hipótese que o valor médio das TU's em todo o período de operação da RFFSA (1957 – 1996) permanece o mesmo. Logo, para anos do período da RFFSA sem dados de carga disponíveis adota-se o valor médio.

O procedimento de extrapolação usado pode ser criticado. Outra opção é tentar extrapolar as TU's a partir do comportamento de variáveis correlacionadas. Analisando os fluxos origem e destino e a natureza das mercadorias transportadas, verifica-se que cerca de 90% destas tratam-se de produtos agrícolas, em sua maioria grãos transportados a granel, oriundos da região norte do estado com destino ao porto de Rio Grande. Logo, dispondo-se de dados sobre a produção de grãos no Rio Grande do Sul pode-se avaliar a correlação desses com as TU's que passaram pela ponte em estudo. Caso a correlação seja aceitável pode-se usar essa nova função para a extrapolação. Esse caminho não teve sucesso devido à falta de informações sobre a produção de grãos no Estado.

Como a maior parte do produto transportado na ponte são grãos a granel, optou-se por utilizar o vagão HFD – Hopper, de quatro eixos, destinado ao transporte destas mercadorias, para compor o trem padrão, com tara de 21 t e capacidade de 80 t brutas, ou seja, 20 tf/eixo ou 200 kN/eixo. Este vagão entrou em tráfego no ano de 1973. Os vagões entre 1957 e 1973 apresentavam carga por eixo com valor inferior a 18 tf. O procedimento adotado é conservativo e tem por objetivo considerar o período de uso da ponte, 1894 a 1957, cujo histórico de carregamento não é conhecido.

Apesar do reforço estrutural realizado em 1937 ter adequado a estrutura da ponte para 160 kN/eixo, segundo informações da ALL, desde o período da RFFSA este limite foi aumentado para 180 kN/eixo, após a realização de verificações estáticas, sem ter ocorrido nenhuma intervenção na estrutura. Assim, os vagões são carregados até este limite, com uma carga bruta de 72 t ou 720 kN e uma carga útil de 51 t ou 510 kN.

A locomotiva escolhida para compor a composição padrão é a GT22, de seis eixos. Esta escolha deve-se ao fato desta operar no trecho em questão desde 1982. Deve-se destacar que as primeiras locomotivas diesel-elétricas entraram em tráfego em 1953, e, portanto, desde o início da operação da RFFSA, em 1957, já existia este tipo de locomotiva em linhas

gaúchas. Entre 1957 e 1982 foram utilizadas locomotivas diesel-elétricas com diversas configurações, ver tabela (3.2). De modo geral o uso da GT22 é um pouco conservativo, mas o efeito prático desta hipótese é pequeno visto que os vagões geram sinal equivalente com um número de ciclos muito maior.

Atualmente existem 3 trens-tipo que rodam sobre a ponte em seus dois fluxos:

- Sentido Cruz Alta – S. Maria → 3 locomotivas de 180 kN/eixo = 3240 kN
50 vagões carregados 180 kN/eixo = 36000 kN
Total = **39240 kN**
- Sentido S. Maria – Cruz Alta → 3 locomotivas de 180 kN/eixo = 3240 kN
17 vagões carregados 180 kN/eixo = 12240 kN
Total = **15480 kN**
ou
3 locomotivas de 180 kN/eixo = 3240 kN
65 vagões vazios de 210 kN = 13650 kN
Total = **16890 kN**

A velocidade de operação sobre a ponte é de 25 km/h. Destaca-se que no sentido Santa Maria – Cruz Alta a composição deve vencer aclives de até 1,5 %.

Com base nestes valores e considerando que não houve variações significativas nos carregamentos durante o período operado pela RFFSA e mesmo na transição para a ALL, optou-se por formar o trem padrão com 3 locomotivas GT22, padrão de composição há muitos anos utilizado, e 45 vagões HFD. A figura (5.16) ilustra esquematicamente a composição:



Figura (5.16) – Composição padrão adotada para a análise à fadiga.

Além disso, como dito anteriormente, o fluxo de retorno de mercadorias é muito baixo. Assim, estabeleceu-se que o mesmo número de trens que passa carregado sobre a ponte, retornará vazio, ou seja, considera-se apenas as locomotivas e a tara dos vagões. Com base na composição padrão definida, nos históricos de carregamento obtidos mostrados na tabela (5.6) e nas hipóteses consideradas, determinou-se a tabela (5.7).

Tabela (5.7) – Número de trens que cruzou a ponte, considerando a composição padrão, no período compreendido pelas operações da RFFSA e ALL.

	Ano	Tu	Trens Carregados			Trens Vazios			Carga Total (tf)
			N vagões	N trens	N locos	N eixos	N eixos locos	N eixos vagões	
RFFSA	1957-1989	1.496.084,29	29.334,00	651,00	1.953,00	129.054,00	11.718,00	117.336,00	3.149.910,00
	1969	1.497.412,00	29.361,00	652,00	1.956,00	129.180,00	11.736,00	117.444,00	3.153.069,00
	1990	1.631.310,00	31.986,00	710,00	2.130,00	140.724,00	12.780,00	127.944,00	3.434.778,00
	1991	1.424.440,00	27.930,00	620,00	1.860,00	122.880,00	11.160,00	111.720,00	2.999.250,00
	1992	1.576.560,00	30.912,00	686,00	2.058,00	135.996,00	12.348,00	123.648,00	3.319.344,00
	1993	1.611.560,00	31.599,00	702,00	2.106,00	139.032,00	12.636,00	126.396,00	3.393.603,00
	1994	1.646.840,00	32.290,00	717,00	2.151,00	142.066,00	12.906,00	129.160,00	3.467.586,00
	1995	1.344.000,00	26.352,00	585,00	1.755,00	115.938,00	10.530,00	105.408,00	2.829.816,00
ALL	1996	1.237.880,00	24.272,00	539,00	1.617,00	106.790,00	9.702,00	97.088,00	2.606.568,00
	1997	854.543,00	16.755,00	372,00	1.116,00	73.716,00	6.696,00	67.020,00	1.799.271,00
	1998	1.167.659,00	22.895,00	508,00	1.524,00	100.724,00	9.144,00	91.580,00	2.458.419,00
	1999	1.147.318,00	22.496,00	499,00	1.497,00	98.966,00	8.982,00	89.984,00	2.415.480,00
	2000	1.210.969,23	23.744,00	527,00	1.581,00	104.462,00	9.486,00	94.976,00	2.549.688,00
	2001	1.438.777,27	28.211,00	626,00	1.878,00	124.112,00	11.268,00	112.844,00	3.029.271,00
	2002	1.507.168,27	29.552,00	656,00	1.968,00	130.016,00	11.808,00	118.208,00	3.173.424,00
	2003	2.258.990,01	44.293,00	984,00	2.952,00	194.884,00	17.712,00	177.172,00	4.756.881,00
	2004	2.284.328,53	44.790,00	995,00	2.985,00	197.070,00	17.910,00	179.160,00	4.810.230,00
	2005	1.461.203,49	28.651,00	636,00	1.908,00	126.052,00	11.448,00	114.604,00	3.076.671,00
2006	583.912,36	11.449,00	254,00	762,00	50.368,00	4.572,00	45.796,00	1.229.349,00	

Cabe salientar que não foram obtidos dados sobre o período 1894 – 1903 (*Compagnie des Chemins de Fer Sud-Ouest Brésiliens*), 1903 – 1957 (VFRGS) e 1957 – 1989 (RFFSA) com exceção do ano 1969. Determinar o tráfego que passou pela ponte é uma das dificuldades deste estudo. Nesse sentido a norma DS 805 (1991) indica alguns trens padrões que devem ser usados na análise de pontes antigas. A figura (5.17) ilustra o trem tipo 2.1 da DS 805 que era operacional no período 1876 – 1890 na Europa. O comprimento total do trem é de 64,04 m e o peso total é de 1250 kN. Considerando-se que o equipamento usado no Brasil era de origem européia, é provável que o mesmo tipo de trem tenha trafegado nas linhas brasileiras, porém com uma defasagem de tempo no período de uso.

Felizmente, do ponto de vista da fadiga, o período de 1894 a 1957 não apresenta uma importância significativa já que nessa época a carga por eixo dos vagões era reduzida. Nesse caso, os ciclos de carga significativos eram gerados apenas pela passagem das locomotivas. Logo, considera-se que o dano acumulado nesse período não seja relevante.

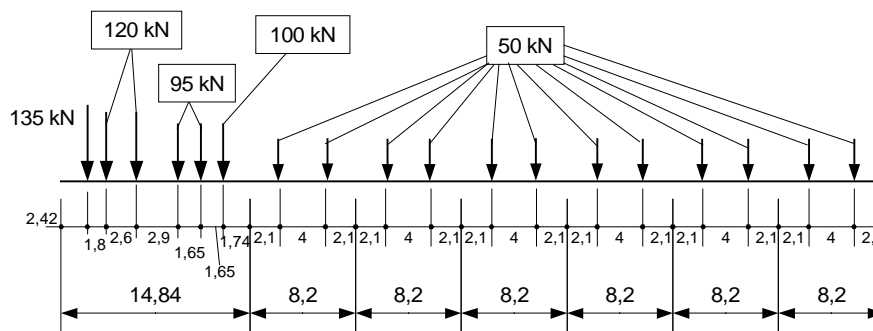


Figura (5.17) – Trem tipo 2.1 da DS 805.

Os valores de comprimento estão apresentados em metros.

5.6.4.1 Fator de carga dinâmico

Na prática, as pontes são projetadas usando trens tipo definidos nas Normas e tratados como uma carga móvel através de linhas de influência que permitem definir máximos e mínimos de atuação dos esforços. O caráter dinâmico do carregamento dos veículos, é levado em conta através do “coeficiente de impacto” (PRAVIA, 2003). Esse coeficiente é empregado multiplicando a carga móvel, que é combinada com as demais cargas; estacionária, vento, frenagem e aceleração; de acordo com o procedimento estabelecido nas normas. Desse modo faz-se o dimensionamento baseado em critérios tradicionais de projeto tais como falha por escoamento e flambagem.

Quando o modo de falha por fadiga é considerado o problema fica mais complexo. A verificação pode ser feita com base nos resultados obtidos através de sucessivas análises *quasi* estáticas, fazendo-se o trem de carga se deslocar sobre a ponte. Nesse caso é importante definir os ciclos de tensões não bastando apenas saber os valores máximos e mínimos, logo as linhas de influência não se aplicam. Os resultados obtidos devem ser majorados por um fator dinâmico. Outra forma de abordar o problema é através de análise dinâmica. Nesse caso, o trem de carga desloca-se sobre uma pista de rolamento (no caso a ponte) com um espectro de potência das irregularidades da pista definido. As análises dinâmica e de fadiga podem ser feitas no domínio da frequência ou do tempo. Esses procedimentos são conhecidos e podem ser usados para dimensionar o veículo e a pista de rolamento. Para maiores detalhes sobre esses procedimentos recomenda-se a leitura de MORSCH (2001) e BOÉSSIO (2002). Cabe salientar que o grau de dificuldade deste tipo de análise é considerável, o que torna a abordagem baseada nas análises *quasi*-estáticas atrativa.

No caso de uma análise de fadiga o uso direto do coeficiente de impacto pode levar a resultados excessivamente conservativos. O “fator dinâmico de fadiga” deve levar em conta o deslocamento do trem sobre superfícies irregulares (a norma DS 805 considera irregularidades de 2 mm num comprimento de 1 m como usual em linhas anteriores a 1930), bem como a interação do trem com a estrutura da ponte. Além disso, também devem ser consideradas as fontes de vibração embarcadas tais como: desbalanceamento das rodas, imperfeições na geometria das rodas, folgas nos mancais e desbalanceamento dos eixos. Essas fontes de vibração embarcadas são de difícil avaliação e não são capturados por análises dinâmicas convencionais.

Os fatores de impacto propostos pelas normas são baseados em relações simples levando em conta vão e tipo de ponte. De modo geral, as normas indicam que na falta de melhores informações deve ser empregado o coeficiente de impacto na análise de fadiga. Um procedimento mais elaborado é proposto por YANG (1995), que determina um coeficiente de impacto em função de um parâmetro adimensional expresso por:

$$S = \frac{\pi \cdot v}{\omega \cdot L} \quad (5.9)$$

na qual v é a velocidade do veículo em (m/s), L é o vão da ponte e ω é a frequência natural da ponte em (rad/s).

O coeficiente de impacto é dado por:

$$\begin{cases} \varphi = 1,25 \cdot \alpha_i \cdot S \rightarrow \text{deflexões} \\ \varphi = 1,2 \cdot \alpha_i \cdot S \rightarrow \text{flexão} \\ \varphi = 0,8 \cdot \alpha_i \cdot S \rightarrow \text{cisalhamento} \end{cases} \quad (5.10)$$

O valor de α_i leva em conta a continuidade da ponte. Para um único vão vale 1 e para vãos contínuos vale 0,33 (para deflexão e flexão) e 2,5 para cisalhamento. O coeficiente de impacto proposto por Yang leva em conta a mobilidade da carga e uma característica parcial dinâmica da ponte. A seguir, apresenta-se os valores do coeficiente de impacto correspondente à ponte em estudo, calculados pelas normas analisadas.

Tabela (5.8) - Coeficientes de impacto referentes a ponte em estudo.

Norma ou Método	Coefficiente de Impacto	Fator Dinâmico para Fadiga
NBR 7187 (1987)	1,37	1,37
AREMA (2000)	1,51	1,20
DS 805 (1991)	1,15	1,15
BS 5400 (1978)	1,207	1,207

5.7 DEFINIÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS NA PONTE

O tipo de aço empregado na ponte não é conhecido. Analisando-se a memória de cálculo do reforço realizado em 1937 nota-se que foram empregados valores genéricos para tensões admissíveis (para flexão foi utilizada uma tensão admissível de 140 MPa). Logo, para se caracterizar o material foram extraídas amostras de uma das longarinas que foi substituída. A figura (5.18) ilustra a parte da longarina da qual foram extraídas amostras. Os trabalhos de caracterização metalográfica, ensaio de dureza, análise química e tenacidade à fratura foram realizados no Laboratório de Metalurgia Física (LAMEF). Os ensaios de tração simples foram realizados no Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME) a partir de corpos de prova extraídos da alma de outra viga substituída.



Figura (5.18) – Parte da longarina da qual foram extraídas as amostras.

5.7.1 Caracterização metalográfica

Para a realização da análise metalográfica, foi retirada uma amostra no sentido transversal à longarina. A amostra foi embutida, lixada e polida de acordo com o procedimento padrão de metalografia. Levada ao microscópio ótico (MO) para análise de

inclusões, figura (5.19), foi caracterizada como inclusões de sulfeto tipo A4 segundo a norma ASTM. Logo após, a amostra foi atacada quimicamente com reagente químico Nital 2% e levada ao MO para análise microestrutural conforme as figuras (5.20) e (5.21).

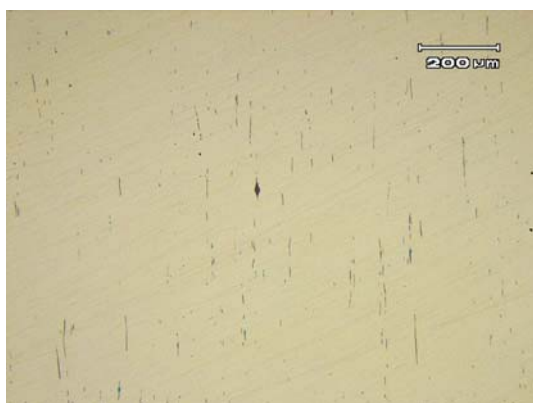


Figura (5.19) - Micrografia mostrando as inclusões da amostra classificadas como A4.



Figura (5.20) – Micrografia mostrando a microestrutura ferrítica do material.



Figura (5.21) - Micrografia mostrando a microestrutura ferrítica do material, em maior aumento.

5.7.2 Ensaio de dureza

O ensaio de dureza foi realizado em escala Brinell com carga de 625 N. Foram realizadas cinco indentações aleatórias na superfície do material. A média das análises foi de 113,8 HB com um desvio padrão de 1,6 HB.

5.7.3 Análise química

A análise química foi realizada por espectrometria de emissão ótica. A tabela (5.9) mostra a média de três análises realizadas no material.

Tabela (5.9) - Resultado da análise química do material.

Composição Química (% em massa)									
	C	Si	Mn	P	S	Cr	Mo	Ni	Al
Média	0,01	< 0,005	0,47	0,03	0,03	0,007	< 0,005	0,02	< 0,001
	Co	Cu	Nb	Ti	V	W	Pb	Sn	B
Média	< 0,01	0,01	< 0,001	< 0,001	< 0,001	< 0,01	< 0,002	0,003	< 0,0001
	Fe								
	Balanço								

5.7.4 Tenacidade à fratura (K_{Ic})

Foram extraídos três corpos de prova, do pedaço de longarina ilustrada na figura (5.18). As dimensões dos corpos de prova estão indicadas na tabela (5.10). O corpo de prova 01 rompeu na abertura da pré-trinca por falha do dispositivo. A figura (5.22) ilustra os corpos

de prova. Pode-se notar que não foi satisfeita a condição de estado plano de deformações nos ensaios.

Tabela (5.10) – Dimensões dos corpos de prova.

CP	W (mm)	B (mm)	a_0 (mm)
01	15,96	7,03	rompeu
02	15,95	7,03	8,34
03	15,95	7,06	8,24

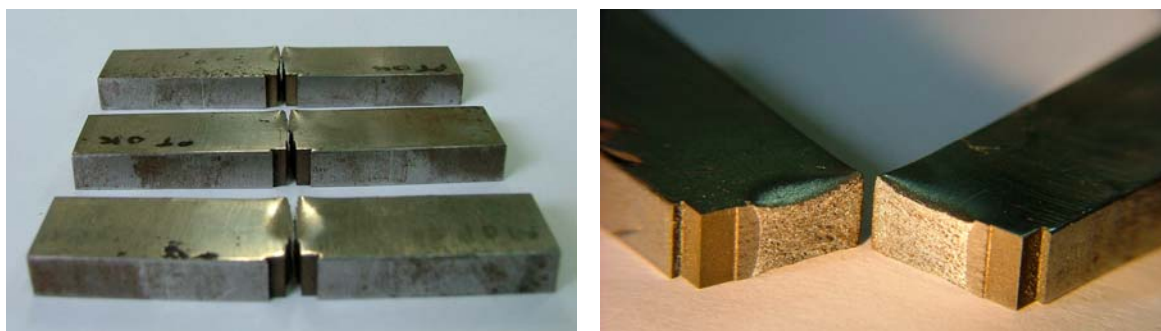


Figura (5.22) – Corpos de prova para o ensaio de tenacidade.

A esquerda tem-se os três corpos de prova empregados. A direita tem-se o detalhe da pré-trinca e da seção transversal de um corpo de prova.

Os parâmetros empregados para a abertura da pré-trinca são:

- Final $K_{\max} = 15 \text{ MPa}\cdot\text{m}^{1/2}$;
- $R (\text{min}/\text{max}) = 0,1$;
- Frequência = 15 Hz;
- $a/W = 0,5$.

Os ensaios foram realizados com uma taxa de carregamento de 137 N/s. A tabela (5.11) ilustra os resultados obtidos com os ensaios.

Tabela (5.11) – Resultados dos ensaios de tenacidade à fratura.

CP	K_Q (MPa.m ^{1/2})	Válido	K_{max} (MPa.m ^{1/2})
02	27,2	Não	35,4
03	26,4	Não	34,6

A figura (5.23) apresenta o gráfico de deslocamento (COD) versus força que resultou do ensaio do corpo de prova 02. É importante ressaltar que a partir dos ensaios realizados não é possível caracterizar o K_{Ic} do material já que não se verificou a condição de Estado Plano de Deformações. No entanto os valores obtidos podem ser usados como o K_I do material nas condições de uso, ou seja, considerando-se a espessura da alma do perfil I.

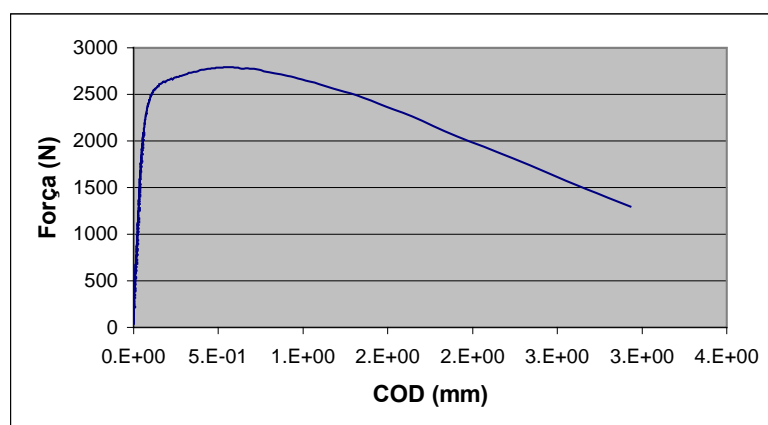


Figura (5.23) – Gráfico Deslocamento (COD) x Força correspondente ao ensaio do corpo de prova 02.

5.7.5 Ensaios de tração simples

A partir de uma das longarinas que apresentaram falha foram usinados seis corpos de prova com as dimensões indicadas na figura (5.24). A espessura dos corpos de prova foi medida em 3 pontos com um micrômetro e o valor médio da espessura de cada corpo de prova está indicado na tabela (5.12).

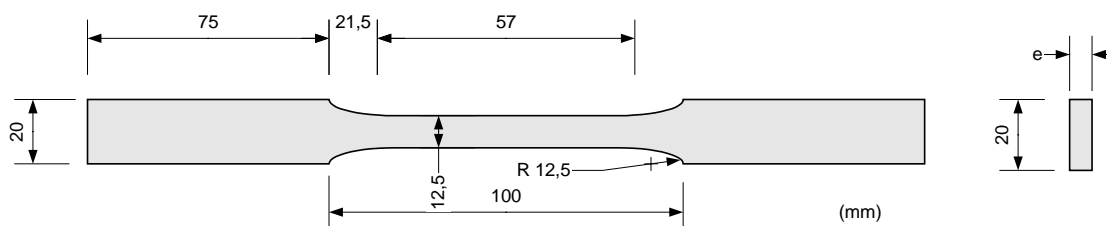


Figura (5.24) – Geometria dos corpos de prova.

Os ensaios foram realizados numa prensa *Shimadzu*. Dos seis corpos de prova dois foram instrumentados para obtenção do módulo de elasticidade. Para registrar a deformação nesses corpos de prova foram colados dois extensômetros (*strain gauges*), um em cada face do corpo de prova. O carregamento aplicado foi do tipo deslocamento imposto com uma velocidade de carga de 2 mm/min. A tabela (5.12) resume os resultados obtidos.

Tabela (5.12) – Resumo dos resultados dos ensaios de tração.

CP	e	A (mm ²)	Força (kN)	σ_R (MPa)	σ_e (MPa)	E (MPa)	Desl. Garra (mm)
1	5,78	72,250	30,40	420,76	284	-	20,43
2	5,95	74,375	31,45	422,86	290	-	20,87
3	5,83	72,875	30,75	421,96	285	-	25,22
4	5,90	73,750	30,65	415,59	285	-	28,37
5	5,89	73,625	31,10	422,41	289	209368,92	23,55
6	6,05	75,625	32,20	425,79	285	198364,14	24,71
média				421,56	286,33	203866,53	
desvio				3,37	2,50	7781,55	
coef var.				0,01	0,01	0,04	

A figura (5.25) ilustra o gráfico força x tempo correspondente ao corpo de prova 1 e a figura (5.26) ilustra o gráfico tensão x deformação correspondente ao corpo de prova 5. Para o registro da deformação adotou-se o valor médio indicado pelos dois extensômetros.

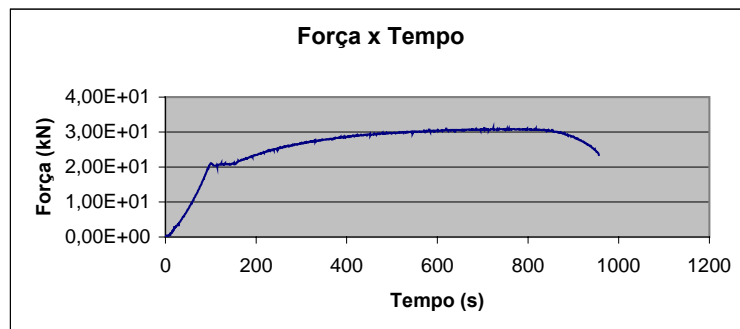


Figura (5.25) – Gráfico força x tempo correspondente ao corpo de prova 1.

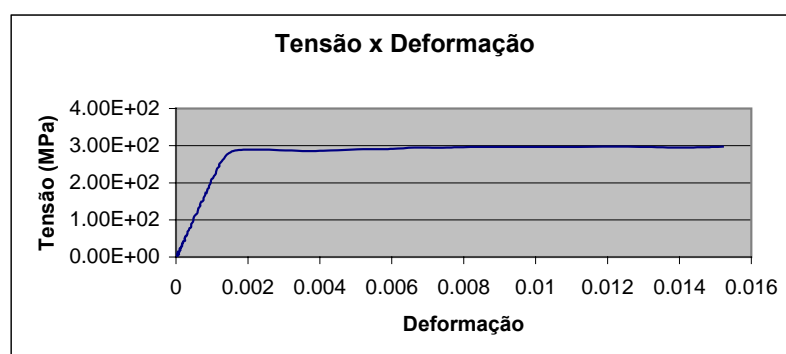


Figura (5.26) – Gráfico tensão x deformação correspondente ao corpo de prova 5.

5.7.6 Observações

O material empregado na ponte é um aço com microestrutura ferrítica. De acordo com a sua composição química trata-se de um aço equivalente a um SAE 1005 (ASM, 1990). Esse material apresenta tensão de escoamento da ordem de 285 MPa e tensão de ruptura da ordem de 420 MPa. É importante salientar que a tensão de ruptura estimada a partir da dureza superficial em escala Brinell pela expressão $\sigma_R = 3,45HB \pm 0,2HB$ [MPa] (NORTON, 1998 – pág. 72) está na faixa de 370 a 415 MPa ou seja valores próximos aos obtidos pelos ensaios de ruptura. Como o material em questão é um aço com baixo teor de carbono, o limite de fadiga do material pode ser avaliado como 210 MPa. Esse estudo do material aplica-se às longarinas e transversinas, não podendo se afirmar que se trata de um aço da estrutura original (1894) ou do reforço (1937). Embora não sejam elementos que apresentaram falha por fadiga, para uma melhor caracterização da estrutura é recomendável a obtenção de corpos de prova de elementos das vigas treliçadas.

5.8 ANÁLISE EXPERIMENTAL DA PONTE

A análise experimental constituiu-se de medições realizadas *in situ*. Foram realizadas medições de acelerações verticais, por meio de acelerômetros piezoelétricos. Através de um sistema de aquisição de dados, registrou-se as acelerações em pontos criteriosamente escolhidos, que, posteriormente, foram convertidas em velocidades e deslocamentos (parcela flutuante), por meio de procedimentos de integração numérica. As medições foram realizadas com o suporte de uma equipe técnica do Laboratório de Aerodinâmica das Construções – LAC/UFRGS.

A medição foi realizada em 30 de agosto de 2006. Para as medições de acelerações *in situ* foram utilizados oito acelerômetros piezoelétricos Bruel&Kjaer[®], conectados a dois amplificadores de carga de mesma marca, modelo Nexus. A saída, monitorada num osciloscópio digital Tektronics[®] TDS210 de dois canais, foi enviada a um microcomputador portátil provido de placas de conversão analógico-digital da Computer Boards[®] PCMDAS16/330, para registro simultâneo dos oito canais e posterior processamento dos dados. A conversão analógico/digital foi realizada em 12 bits sobre uma amplitude de ± 5000 mV. Na última fase do processo foi utilizado o programa de aquisição e gerenciamento de dados HP-VEE[®] da Hewlett-Packard, versão 3.21. Os registros de aceleração adquiridos tem duração total variando de 64 a 256 segundos e foram realizados com uma taxa de aquisição de 1024 Hz. Posteriormente, na etapa de processamento, os registros foram processados numericamente para subsidiar metodologias de estimativa de propriedades tais como: frequência natural de vibração livre e forma modal (no primeiro modo), e amortecimento estrutural.

A figura (5.27) mostra que os acelerômetros foram posicionados sobre as transversinas internas (excluindo-se as de extremidade), fora do eixo longitudinal da estrutura. Nesta figura são indicados apenas quatro acelerômetros, sendo os demais posicionados simetricamente. A figura (5.28) ilustra o detalhe do posicionamento de um acelerômetro. A figura (5.29) ilustra a posição em que foi montado o sistema de medição, numa das cabeceiras da ponte. Nesta figura podem ser observados os cabos estendidos dos acelerômetros. Pode-se observar também um detalhe com o equipamento de medição. Como o local era de difícil acesso foi necessário prever fonte de energia extra (foram levadas duas baterias de automóvel). A figura (5.30) ilustra o procedimento de aquisição de dados durante a passagem da composição.

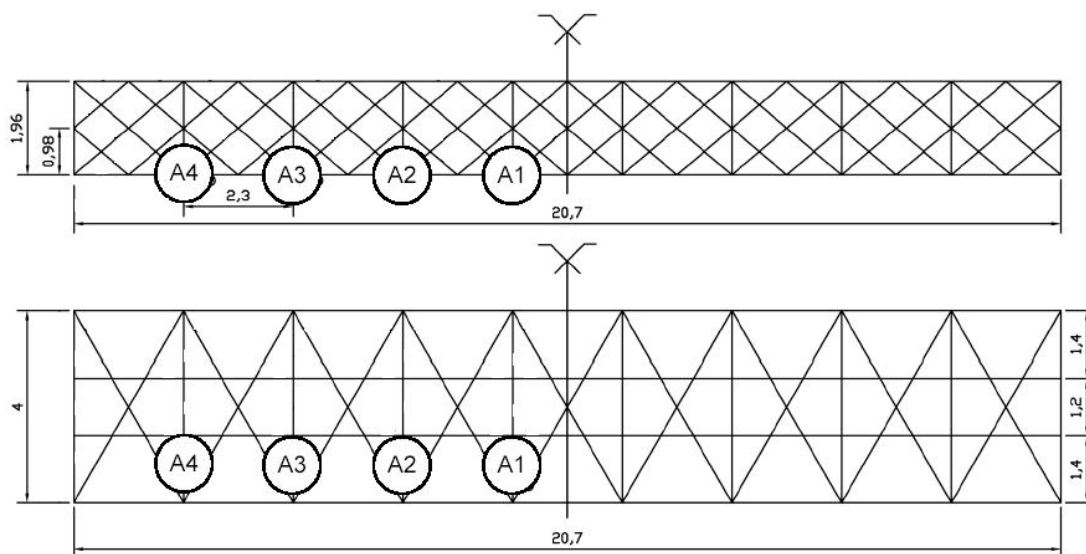


Figura (5.27) – Posicionamento dos acelerômetros para medição simultânea de amplitudes.



Figura (5.28) – Detalhe do posicionamento dos acelerômetros.



Figura (5.29) – Sistema de medição pronto para a realização de registro.



Figura (5.30) – Realização de registro durante a passagem de composição.

5.8.1 Vibração livre

Foram realizados dois registros de 64 s de duração, com a resposta da estrutura à excitação produzida por uma ou duas pessoas saltando sobre a ponte. O objetivo é identificar as propriedades dinâmicas através da resposta em vibração livre, o que é feito como se descreve a seguir:

- Todos os registros foram filtrados numericamente com uma banda passante de 4 a 32 Hz, já que as frequências associadas aos primeiros modos de vibração livre devem ocorrer neste intervalo;
- Após a filtragem foi aplicado um algoritmo de decremento randômico, RD, que converte um sinal de vibração aleatória em um registro de vibração livre;
- Uma vez obtidos os registros RD, foi feito um ajuste por mínimos quadrados da função teórica apresentada na equação (5.11), na qual $a(t)$ é a aceleração em função do tempo (m/s^2), A é a amplitude (que caracteriza a forma modal), ζ é a razão de amortecimento crítico, $\omega = 2\pi f$ é a frequência circular (rad/s), f é a frequência de vibração livre e Φ é o ângulo de fase;

$$a(t) = A \exp(-\zeta \omega t) \sin(\omega t + \phi) \quad (5.11)$$

- Desses parâmetros, apenas a amplitude e o ângulo de fase podem mudar para os quatro acelerômetros, caso a resposta seja de vibração livre em uma das frequências naturais;
- Este procedimento foi repetido para o sinal original filtrado entre 7 e 10 Hz (banda passante) e 12 a 15 Hz, de modo a se poder analisar a resposta em modos puros.

A seguir são apresentados um resumo dos parâmetros ajustados, na tabela (5.13). Os registros, espectros e RDs estão apresentados no anexo A.

Tabela (5.13) – Resumo de parâmetros ajustados ao processamento dos registros de vibração livre.

Ensaio	Uma pessoa pulando		Duas pessoas pulando	
	7 a 10 Hz	12 a 15 Hz	7 a 10 Hz	12 a 15 Hz
Frequência	8,47 Hz	13,10 Hz	8,46 Hz	12,85 Hz
Amortecimento	1.00%	0.90%	0.40%	1.30%
Amplitude A1	0.648	0.445	0.639	0.477
Amplitude A2	0.562	0.610	0.572	0.620
Amplitude A3	0.440	0.544	0.441	0.503
Amplitude A4	0.266	0.366	0.265	0.367

5.8.2 Vibrações devidas à passagem das composições

Foi realizado um registro de 256s de duração, com a resposta da estrutura a excitação devida à passagem de uma composição. O objetivo é quantificar a parcela flutuante da amplitude da resposta estrutural. O processamento do registro é feito como se segue:

- Todos os registros foram filtrados numericamente com uma banda passante de 1 a 256 Hz, já que a excitação é de espectro largo e se observou que não há uma frequência predominante;
- Após a filtragem foi aplicado um algoritmo de integração numérica, com o objetivo de se obterem as parcelas flutuantes também em termos de velocidades e deslocamentos.

Os registros, espectros e conversões em velocidade e deslocamento estão apresentados no anexo A. A partir dos registros apresentados pode-se observar ou concluir que:

- A passagem da composição excita a estrutura em uma ampla faixa de frequências em termos de acelerações, com amplitudes significativas até cerca de 250 Hz;
- Após a conversão para deslocamentos, conversão esta que naturalmente opera como um filtro passa-baixa, foram observadas amplitudes significativas com frequências de até cerca de 4 Hz;
- Considerando-se a limitação dos acelerômetros piezoelétricos, configurados para medir frequências acima de 1 Hz, observou-se deslocamentos com amplitudes (parcela flutuante) de até 4 mm. Isso contudo não significa que amplitudes maiores não estejam ocorrendo em frequências mais baixas. Ao contrário, pelas características da carga dinâmica certamente há contribuições importantes de frequências mais baixas que não puderam ser detectadas pelos acelerômetros;
- As amplitudes de deslocamento resultam de uma dupla integração numérica de sinais de acelerômetros piezoelétricos, e portanto incluem um erro instrumental e de integração. Em outras palavras, não apresentam a mesma precisão que as amplitudes de aceleração, medidas diretamente;
- Finalmente observa-se pelo espectro dos registros de aceleração, que a característica de banda larga dos sinais contrasta com a pequena faixa de frequência (abaixo de 4 Hz) que de fato gera amplitudes de deslocamentos relevantes para análise de fadiga. Isso indica que melhores resultados de medições em deslocamentos devem ser obtidos através de filtragem eletrônica prévia, ou com sensores que apresentem baixa sensibilidade a altas frequências.

6. ESTUDO DE CASO – ANÁLISES

6.1 ANÁLISES PRELIMINARES

6.1.1 Estimativa da frequência natural

A frequência natural foi calculada com base no modelo numérico anteriormente apresentado. Empregou-se a rotina *evcsf* da biblioteca *imsl*, do compilador fortran 90 (CHAPMAN, 1998), obtendo-se $\lambda_1 = 271,908 \times 10^{-6}$ como primeiro autovalor, o que corresponde a uma frequência natural de 9,652 Hz.

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{1}{\lambda_1}} = \sqrt{\frac{1}{0,000271908}} = 60,644 \text{ rad/s} \rightarrow f_1 = 9,652 \text{ Hz} \quad (6.1)$$

Como a frequência medida, 8,450 Hz, e calculada não foram iguais, pode-se imaginar que a ponte esteja apoiada em quatro molas iguais, conforme figura (6.1). As constantes destas molas podem ser determinadas de modo a igualar estas frequências. Para tal, aplica-se a Equação de Dunkerly (GROEHS, 1999):

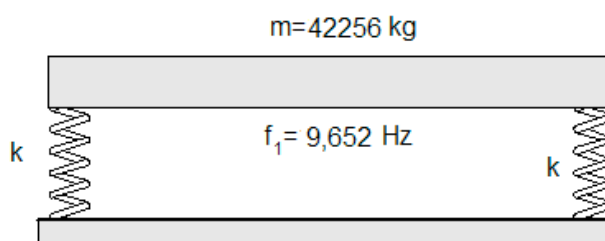


Figura (6.1) – Modelo da ponte apoiada em molas.

$$\frac{1}{f^2} = \frac{1}{f_1^2} + \frac{1}{f_2^2} \rightarrow \frac{1}{8,450^2} = \frac{1}{9,652^2} + \frac{1}{f_2^2} \rightarrow f_2 = 17,485 \text{ Hz} \quad (6.2)$$

$$f_2 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{4k}{m}} \rightarrow 17,485 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{4k}{42256}} \rightarrow k = 12,750 \times 10^7 \text{ N/m} \quad (6.3)$$

As molas são simuladas com elementos de treliça espacial com graus de liberdade devidamente restringidos, de modo a se evitar movimento de corpo rígido. Considera-se que o material da mola tem módulo de elasticidade, $E = 2,1 \times 10^8$ kN/m², e que a área correspondente da seção transversal seja de 1×10^{-4} m². Assim, a partir da expressão (6.4) determina-se o comprimento da barra:

$$k = \frac{EA}{l} \therefore l = \frac{EA}{k} = \frac{2,1 \times 10^8 \cdot 1 \times 10^{-4}}{12,750 \times 10^4} = 0,165 \text{ m} \quad (6.4)$$

Introduzindo-se as barras de treliça no modelo e executando-se novamente o procedimento, chega-se a uma nova matriz de flexibilidade. Nota-se que neste caso, tem-se uma matriz (10x10), pois mesmo nos extremos há deslocamentos, devido a deformação das molas de apoio. Aplicando-se um processo iterativo, obtém-se com duas iterações $k = 8 \times 10^4$ kN/m, $l = 0,262$ m e $f_1 = 8,6$ Hz (tem-se um erro de 1,77% que é considerado aceitável).

Considerando-se o peso da ponte, acrescido do peso da via permanente (422,560 kN) cada mola vai absorver 105,640 kN, o que corresponde a um deslocamento na mola de 1,3 mm. Vale dizer que durante as medições realizadas na ponte observou-se que as cabeceiras da ponte trabalhavam junto com esta quando o trem passava pela ponte ou seja a representação da ponte numa base rígida não é verdadeira.

6.1.2 Análise estática

Na situação real, as cargas oriundas dos rodeiros ferroviários das locomotivas e vagões são transferidas para os trilhos, destes para os dormentes e então para as longarinas do estrado da ponte. Assim, como não modelou-se os trilhos e os dormentes, a aplicação das cargas é efetuada diretamente sobre as longarinas do modelo, devendo, portanto, ocorrer exatamente nas posições onde hajam dormentes na estrutura real. Visto que os eixos dos dormentes são espaçados de 0,46 m, a distância entre eixos da composição padrão proposta deve ser parametrizada em múltiplos de 0,46 m. Desta forma, as cargas aplicadas nas longarinas do modelo sempre coincidirão com os pontos reais de transferência de carga para as longarinas da ponte. A figura (6.2) ilustra a locomotiva GT22 e o vagão HFD com o espaçamento entre eixos real e parametrizado.

Uma vez definida a composição padrão parametrizada, realizou-se uma análise estática e linear do modelo numérico proposto para a situação mais desfavorável de carregamento. As análises foram realizadas utilizando o software Centaurus e têm por objetivo determinar o coeficiente de segurança dos diversos grupos de propriedades do modelo. Desta forma, pode-se identificar os grupos que possuem maior potencial de desenvolver dano por fadiga.

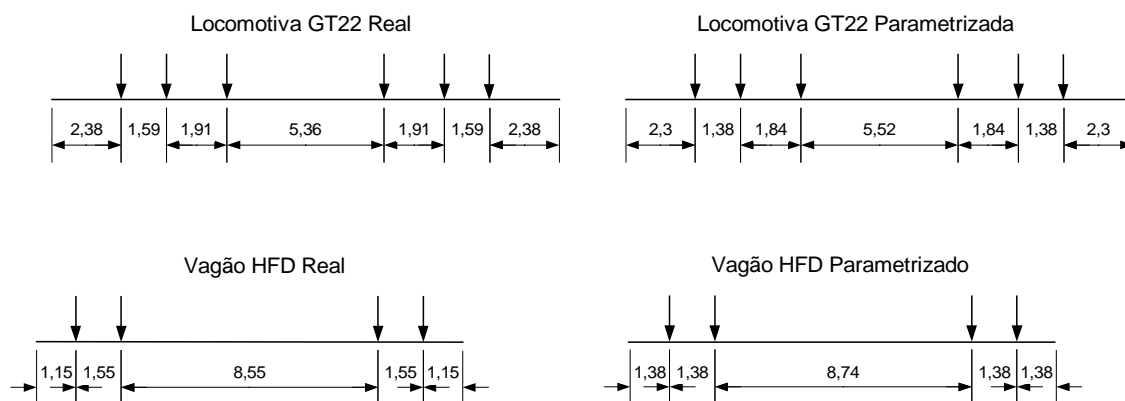


Figura (6.2) – Parametrização da composição padrão proposta.

Para determinar a posição das cargas que provocasse as maiores solicitações na estrutura, utilizou-se o critério do deslocamento máximo no nó central inferior das treliças. Após alguns testes, chegou-se à configuração de carga correspondente a uma locomotiva inteira acrescida do truck dianteiro de uma segunda máquina, centralizadas na ponte, como ilustrado na figura (6.3).

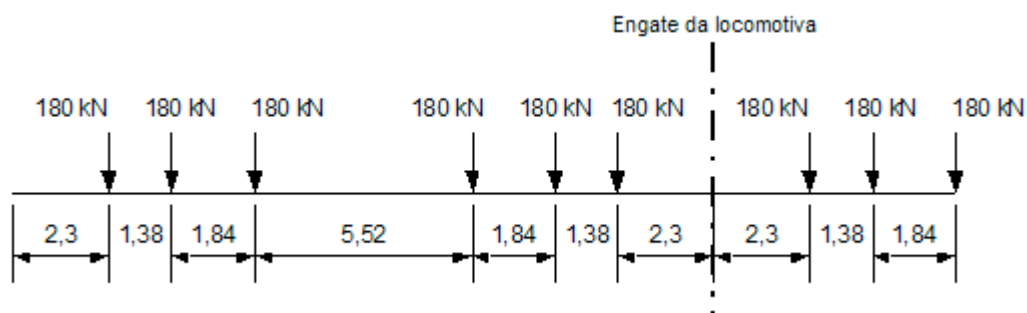


Figura (6.3) – Posição de cargas mais desfavorável para análise estática.

A análise foi realizada criando-se duas hipóteses de cálculo para o modelo. Na primeira foram considerados o peso próprio; todas cargas concentradas que representam o peso de elementos não modelados, ver item 5.6.1, e a carga distribuída uniforme que

representa o peso da via permanente. Na segunda foram consideradas as cargas representando os eixos das locomotivas, conforme figura (6.3).

Os esforços obtidos pela hipótese de carga 2 foram majorados pelo coeficiente de impacto. O coeficiente utilizado foi o recomendado pela NBR 7187 conforme tabela (5.8). Obtidos os esforços resultantes, pela combinação das duas hipóteses de carga, foram elaboradas planilhas eletrônicas que identificassem as maiores solicitações para cada grupo de propriedades, calculando as respectivas tensões atuantes e comparando-as com a tensão de escoamento do material, adotada em 240 MPa. Dessa forma, obteve-se o coeficiente de segurança para cada grupo.

As tensões foram calculadas segundo expressões tradicionais da Resistência dos Materiais. Nas barras sujeitas à flexão as tensões calculadas foram a tensão normal de flexão e a tensão tangencial de cisalhamento. No caso de membros comprimidos, calculou-se o coeficiente de segurança à flambagem, comparando o esforço axial atuante com a carga crítica de Euler, dada por:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \times 21000 \times I_{\min}}{(0,5 \times l_{\text{barra}})^2} \quad (6.5)$$

em que I_{\min} é o momento de inércia mínimo da seção transversal em cm^4 ; l_{barra} é o comprimento do elemento em cm; 0,5 é o fator correspondente aos extremos engastados, condição coerente com o modelo numérico; e P_{cr} é a carga crítica em kN.

Vale destacar que alguns grupos de propriedades, dado o reduzido comprimento das peças, são classificados como peças curtas, sendo o escoamento o modo de falha dominante.

Nas figuras (6.4) e (6.5) apresenta-se a planilha de cálculo desenvolvida para dois grupos de propriedades: o grupo 1, banzos inferior e superior das treliças, próximo às cabeceiras da ponte, com esforço axial mais significativo e o grupo 16, longarinas, submetidas à flexão.

Os resultados obtidos pela análise estática estão apresentados na tabela (6.1). Com base nestes dados, nota-se que os grupos 2, 6, 16, 18 e 19 apresentaram os menores coeficientes de segurança em relação a tensão de escoamento do material. O grupo 2 corresponde a elementos do banzo superior e inferior (que estão sempre comprimidos ou tracionados, respectivamente), o grupo 6 corresponde às contradiagonais próximas das

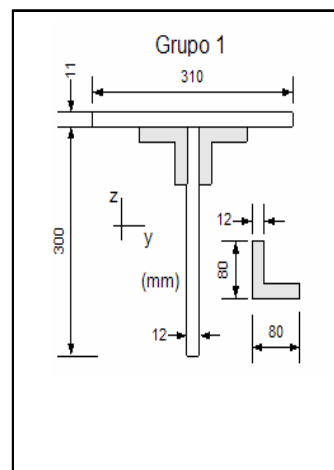
cabeceiras da ponte, o grupo 16 representa as longarinas, o grupo 18 representa a região central das transversinas e o grupo 19 representa os quatro montantes de cabeceira da ponte. O baixo nível de segurança verificado; 1,644; deve-se ao fato deste elemento ser mais robusto na estrutura real. Cabe lembrar que este elemento possui chapas de “espelho” de entrada na ponte que não foram modeladas, mas sim consideradas como cargas concentradas (ver item 5.5).

Visto que o GP 16 representa as longarinas, peças que falharam na estrutura real, justifica-se a análise de fadiga nestes elementos. No entanto, os grupos 2, 6 e 18 também justificam análise de fadiga embora não se tenham evidências de falhas nesses elementos.

Verificação de seções sujeitas ao esforço normal

1. Dados de entrada:

GP	
1	
Esforço de tração =	441,83 KN
Esforço de compressão =	-441,83 KN
Área da seção bruta =	105,62 cm ²
Área da seção líquida =	95,06 cm ²
Comprimento da barra =	115,00 cm
Momento de inércia min =	3269,29 cm ⁴
Raio de giração =	5,56 cm
Índice de esbeltez =	20,67



2. Verificação à tração:

Esforço de cálculo =	441,83 KN
Tensão de trabalho =	46,48 MPa
Tensão admissível =	240,00 MPa
Segurança =	5,16

3. Verificação à compressão:

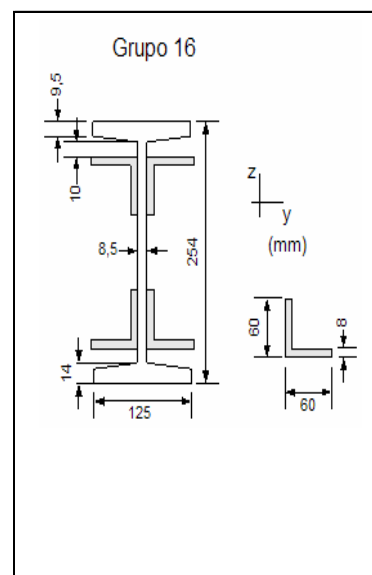
Esforço de cálculo =	441,83 KN
Carga crítica Euler =	204944,76 KN
Segurança =	463,85
Tensão de trabalho =	41,83 MPa
Tensão admissível =	240,00 MPa
Segurança =	5,74

Figura (6.4) – Planilha de cálculo – grupo 1.

Verificação de seções sujeitas à flexão

1. Dados de entrada:

GP	
16	
Momento fletor máximo =	52,78 kN.m
Momento fletor mínimo =	-52,78 kN.m
Esforço cortante máximo =	143,04 kN
Esforço cortante mínimo =	-141,33 kN
Espessura da alma =	0,85 cm
Momento estático =	380,80 cm ³
Altura da seção =	25,40 cm
Momento de inércia max =	7888,54 cm ⁴



2. Verificação a flexão:

Momento de cálculo =	-5278,33 kN.cm
Tensão de trabalho =	-84,98 MPa
Tensão admissível =	240,00 MPa
Segurança =	2,82

3. Verificação ao cisalhamento:

Esforço de cálculo =	143,04 kN
Tensão de trabalho =	81,23 MPa
Tensão admissível =	240,00 MPa
Segurança =	2,95

Figura (6.5) – Planilha de cálculo – grupo 16.

Tabela (6.1) – Resultados da análise estática do modelo proposto.

Grupos de propriedades sujeitos a esforço normal (tração e/ou compressão)						
GP	N (kN)	Per (kN)	Coef. segurança flambagem	σ (MPa)	σ_e (MPa)	Coef. segurança à tração
1	441,833	204944,758	463,852	46,480	240,000	5,163
2	1467,020	331887,639	226,233	122,909	240,000	1,953
3	948,106	458831,155	483,945	65,997	240,000	3,637
4	1124,624	630019,126	560,204	64,505	240,000	3,721
5	1497,247	756962,015	505,569	75,372	240,000	3,184
6	271,357	27368,775	100,859	105,792	240,000	2,269
7	160,495	13908,813	86,662	75,884	240,000	3,163
8	102,673	9414,417	91,693	67,265	240,000	3,568
9	77,196	8741,855	113,242	75,505	240,000	3,179
10	35,988	2719,301	75,560	42,721	240,000	5,618
11	183,319	2088,865	11,395	65,285	240,000	3,676
12	226,600	2306,757	10,180	74,934	240,000	3,203
13	159,583	918,054	5,753	75,775	240,000	3,167
14	119,322	697,257	5,843	73,656	240,000	3,258
15	101,600	1170,810	11,524	67,196	240,000	3,572
19	341,656	10041,097	29,390	146,007	240,000	1,644
20	53,907	10041,097	186,266	23,037	240,000	10,418
21	68,056	1783,544	26,207	40,611	240,000	5,910

Grupos de propriedades sujeitos à flexão e cisalhamento							
GP	σ_e (MPa)	V (kN)	τ (MPa)	Coef. segurança cisalhamento	M (kN.m)	σ (MPa)	Coef. segurança flexão
16	240	143,040	81,234	2,954	52,783	84,977	2,824
17	240	211,603	60,850	3,944	129,211	62,031	3,869
18	240	211,208	57,295	4,189	265,932	84,245	2,849

6.2 ANÁLISE À FADIGA

Conforme exposto no item anterior, as longarinas são elementos que estão sujeitos a níveis de tensão tais, que sejam suscetíveis ao desenvolvimento de dano por fadiga, além disso são os elementos nos quais foram localizadas trincas em campo. Estes elementos foram verificados seguindo os conceitos da teoria clássica de fadiga, exposta no capítulo 2. Além disso, foram aplicados os procedimentos recomendados pelas normas EUROCODE 3 (1991) e AREMA (2000), mostrados em detalhe no capítulo 4.

Na análise será considerado apenas o período pós inauguração da RFFSA, em 1957. Esta hipótese deve-se, principalmente, ao fato de que no período anterior a este os vagões tinham menor capacidade de carga, não produzindo intervalos de tensões capazes de provocarem dano por fadiga. Este papel era desempenhado apenas pelas locomotivas, que em pequeno número, não produziam o número de ciclos necessários. Além disso, para o período entre 1894 e 1937 não teria-se como precisar as seções transversais dos elementos que

constituem a estrutura da ponte, ponto fundamental para a realização da análise. Isto porque não foram localizados os projetos originais da ponte, tendo-se em mãos apenas o do reforço de 1937.

6.2.1 Verificação quanto à teoria clássica de fadiga

Para a aplicação da teoria clássica, elaborou-se o seguinte roteiro:

- 1 – Estabelecer as curvas σ -N e τ -N para o material;
- 2 – Estabelecer as curvas σ -N e τ -N para as condições do problema;
- 3 – Calcular as tensões σ e τ nos pontos de verificação considerados;
- 4- Comparar as tensões σ com τ em cada um dos pontos de verificação. Caso a tensão τ seja inferior a 15% da tensão σ então a tensão τ deve ser desprezada. Esse é o procedimento adotado pelo EUROCODE 3 (1993);
- 5 – Caso as tensões σ e τ não sejam desprezíveis deve-se calcular a tensão equivalente de von Mises ponto a ponto. Nesse caso a contagem do número de ciclos é feita sobre o sinal da tensão equivalente. No cálculo da tensão equivalente perde-se o sinal da tensão. Para se resolver esse problema adota-se o sinal da tensão dominante no ponto (σ ou τ). Esse é o procedimento adotado por BOÉSSIO (2002) para a contagem;
- 6 – Quando uma das tensões não é significativa deve-se fazer a contagem de ciclos apenas das tensões significativas;
- 7 – Para cada ciclo contado deve-se calcular a componente média e a componente alternante;
- 8 – Deve-se calcular uma tensão alternante pura, aplicando a reta de Goodman modificada;
- 9 – Calcular o número de ciclos que o ponto resiste no nível de tensão aplicado. Para tal deve-se substituir o valor da tensão alternante pura na curva σ -N considerada;
- 10 – Calcular o dano acumulado aplicando-se a regra de Miner.

6.2.1.1 Avaliação do diagrama σ -N

Apresenta-se a seguir o roteiro do cálculo da curva σ -N para o material.

- 1) Estimativa da tensão de ruptura a partir da dureza Brinell: adotou-se o valor médio do intervalo.

$$\sigma_r = \frac{370 + 415}{2} \cong 392 \text{ MPa} \quad (6.6)$$

- 2) Estimativa do limite de fadiga do material para aços de baixo carbono e da resistência a fadiga para mil ciclos (ler item 2.2.1):

$$\sigma_{n'} \approx 0,5\sigma_R \therefore \sigma_{n'} \approx 0,5 \cdot 392 = 196 \text{ MPa} \quad \sigma_{10^3} = 0,9 \cdot \sigma_r = 0,9 \cdot 392 = 352,8 \text{ MPa} \quad (6.7)$$

- 3) Definir os parâmetros da curva do material (equações 2.3 e 2.4) :

$$m = \frac{\log(10^6/10^3)}{\log(352,8/196)} = 11,752 \quad a = 11,752 \cdot \log(352,8) + 3 = 32,939 \quad \log \sigma_n = \frac{1}{11,752} (32,939 - \log N) \quad (6.8)$$

- 4) Escrita da equação da curva do material conforme $\sigma_n = c \cdot N^{m_1}$

$$c = 10^{a/m} = 10^{32,939/11,752} = 635,09 \quad m_1 = -\frac{1}{m} = -\frac{1}{11,752} = -0,0851 \quad \sigma_n = 635,09 \cdot N^{-0,0851} \quad (6.9)$$

- 5) Definição das correções sobre o limite de fadiga do material:

- a) Acabamento Superficial: Considera-se a curva superficial correspondente a perfil metálico conformado por rolos a quente (NORTON, 1998):

$$k_a = 57,7 \cdot 392^{-0,718} = 0,792 \quad (6.10)$$

Cabe salientar que seria admissível uma redução neste valor, em função da estrutura ter possivelmente trabalhado durante alguns anos com corrosão superficial. No entanto, não há, na literatura relacionada ao tema, nenhuma orientação sobre esse assunto. Logo, a solução seria realizar ensaios de fadiga do tipo *push-pull* com corpos de prova corroídos e comparar os resultados contra corpos de prova sem corrosão. Esse procedimento não foi realizado.

- b) Escala: O cálculo do coeficiente de escala segue o roteiro apresentado em NORTON (1998) e MORSCH (2001).

- Área com tensão superior a 95% da tensão máxima: $A_{95} = 2 \cdot (125 \cdot 6,35) = 1587,5 \text{ mm}^2$

- Diâmetro equivalente: $d_{equiv} = \sqrt{\frac{1587,5}{0,0766}} = 143,96 \text{ mm}$

- Coeficiente de escala:

$$k_b = 1,189 \cdot 143,96^{-0,097} = 0,73 \quad (6.11)$$

c) Confiabilidade: Adotando-se uma confiabilidade de 95%, mesmo valor considerado pelo EUROCODE 3 (1991) para suas curvas σ -N, tem-se:

$$k_c = 0,872 \quad (6.12)$$

Poderia ser considerado ainda uma concentração de tensões quando há o término das cantoneiras de reforço, que não acompanham toda a longarina. Porém, para se avaliar essa concentração é necessário um modelo de elementos finitos a nível local, que foge da proposta inicial do trabalho.

Assim, o limite de fadiga da longarina é dado por:

$$\sigma_{nf} = k_a k_b k_c \sigma_{n'} = 0,792 \cdot 0,73 \cdot 0,872 \cdot 196 = 98,8 \text{ MPa} \quad (6.13)$$

6) Escrita da equação da curva σ -N corrigida:

$$m = \frac{\log(10^6/10^3)}{\log(352,8/98,8)} = 5,427 \quad a = 5,427 \cdot \log(352,8) + 3 = 16,826$$

$$\log \sigma_n = \frac{1}{5,427} (16,826 - \log N) \quad (6.14)$$

Conforme feito anteriormente, essa equação pode ser reescrita como:

$$\sigma_n = 1260,154 \cdot N^{-0,184}$$

Nos códigos atuais esse tipo de curva, que não considera dano abaixo do limite de fadiga, não tem sido mais aplicada. Isto deve-se ao fato que em estruturas soldadas ocorre dano abaixo do limite de fadiga. Para considerar esse dano pode-se adotar duas curvas. Como primeira aproximação sugere-se prolongar a reta, definida pelas equações anteriores, até o eixo das abcissas, logo qualquer nível de tensão causará dano. Essa é a aproximação mais conservativa. Outra opção é trabalhar-se com um gráfico com dupla declividade ao estilo do

EUROCODE 3 (1991). Apresenta-se a seguir o roteiro de cálculo complementar para se obter uma curva deste tipo.

1) Cálculo da resistência à fadiga em 5×10^6 ciclos: $\sigma_{5 \times 10^6} = 1260,154 \cdot (5 \times 10^6)^{-0,184} = 73,76 \text{ MPa}$

2) Definir reta com declividade $m+2$:

$$m = 5,427 + 2 = 7,427 \quad a = 7,427 \cdot \log 73,76 + \log(5 \times 10^6) = 20,571$$

$$\log \sigma_n = \frac{1}{7,427} (20,571 - \log N) \quad \text{ou} \quad \sigma_n = 588,567 \cdot N^{-0,135}$$

3) Cálculo do limite de corte da resistência a fadiga: Nesse tipo de curva normalmente se estabelece uma tensão limite, ou “*cut-off limit*”, abaixo da qual não ocorre dano por fadiga. Para tal, obtém-se o N correspondente pela equação, ou a tensão correspondente a um N fixo. Considerou-se o mesmo método do EUROCODE adotando-se $N = 10^8$. A tensão limite vale:

$$\sigma_n = 588,567 \cdot (10^8)^{-0,135} = 48,95 \text{ MPa} \quad (6.15)$$

6.2.1.2 Análise da longarina isolada

Com o objetivo de testar as planilhas desenvolvidas, fez-se um cálculo simplificado tomando-se uma das longarinas da ponte de forma isolada. Considerando que a longarina de 2,3 m de comprimento esteja engastada em ambas as extremidades, o que aproxima a realidade já que as transversinas são mais rígidas. A longarina foi modelada com elementos de pórtico espacial, sendo empregados 2 elementos e 3 nós. Como o vão é pequeno, ocorre a passagem de um *truck* por vez. Desta forma, utilizando o software Centaurus, fez-se passar sobre a longarina um *truck* do vagão parametrizado da composição padrão proposta, conforme ilustrado na figura (6.6). O passo de carga adotado foi de 0,46 m, que considerando a velocidade de operação de 25 km/h ou 6,94 m/s, corresponde a 0,07 s.

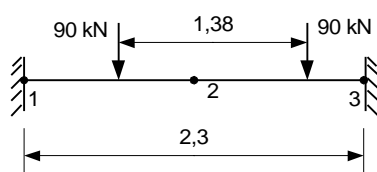


Figura (6.6) – Modelo utilizado na análise da longarina isolada.

As solicitações devido as cargas móveis foram majoradas pelo coeficiente de impacto proposto pela NBR 7189. Entrando-se com o valor do vão das longarinas, 2,3 m, na expressão (4.38) obtém-se $\varphi = 1,51$. Determinadas as solicitações para as diversas posições dos eixos sobre a viga, calculou-se as respectivas tensões. A tensão de flexão foi calculada na extremidade da mesa tracionada e a tensão tangencial junto a linha neutra. Dessa forma uma das tensões sempre será desprezível, e o problema enquadra-se no item 6 do roteiro apresentado em 6.2.1. Com as tensões calculadas, obtiveram-se gráficos, como os das figuras (6.7) e (6.8). No cálculo das tensões na região dos engastes, não foram consideradas as cantoneiras de reforço, como de fato, na estrutura real, não existem.

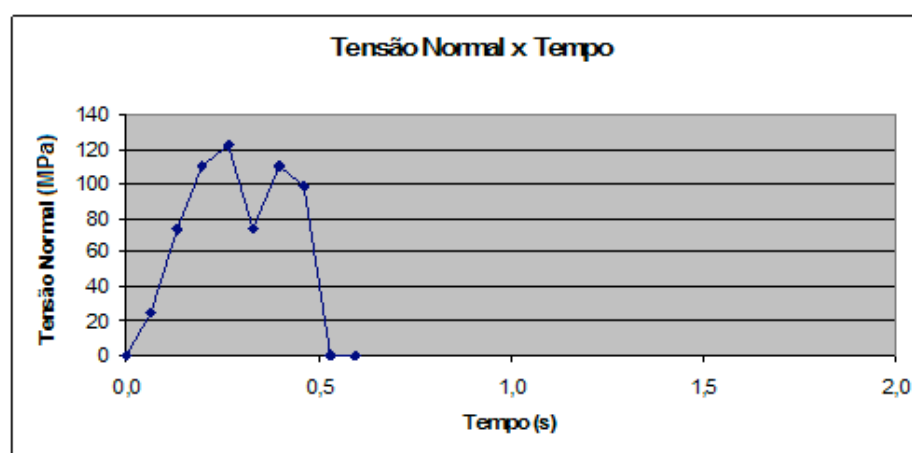


Figura (6.7) – Gráfico tensão normal x tempo, no nó 3 (engaste de saída).

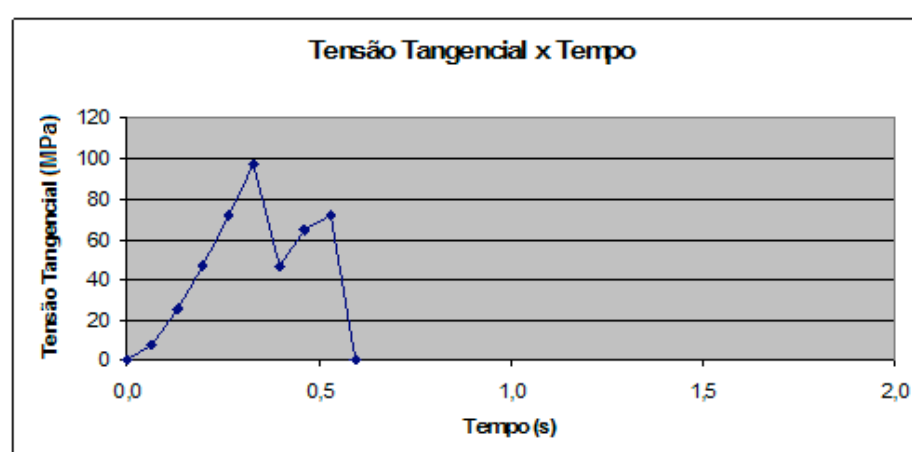


Figura (6.8) – Gráfico tensão tangencial x tempo, no nó 3 (engaste de saída).

Com estes sinais tensão x tempo para a passagem de um *truck* carregado e com os levantamentos de tráfego, passou-se a contagem de ciclos de carga. Para tal utilizou-se o

método *Rainflow* (NORTON, 1998). Fez-se um pequeno programa de contagem de ciclos em fortan 90 usando como base as rotinas *filtro* e *rain* escritas por BOÉSSIO (2002).

Para a passagem do *truck*, obteve-se os seguintes resultados:

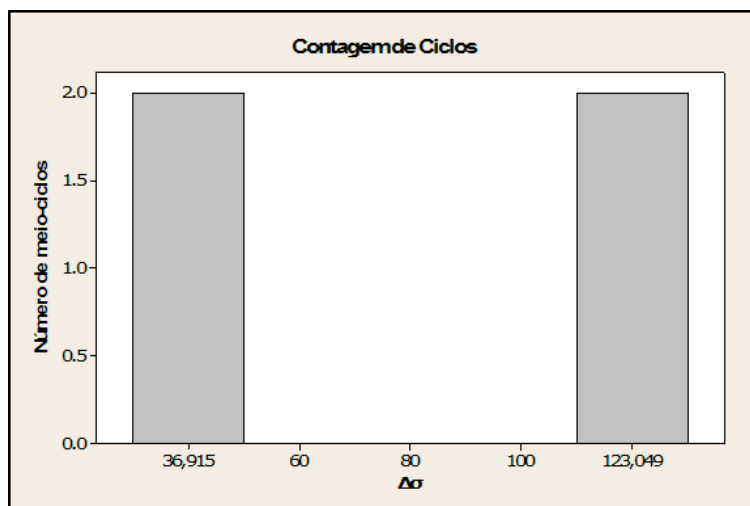


Figura (6.9) – Contagem de meio-ciclos de tensão normal pelo método *Rainflow* para a passagem de um truck carregado sobre a longarina isolada.

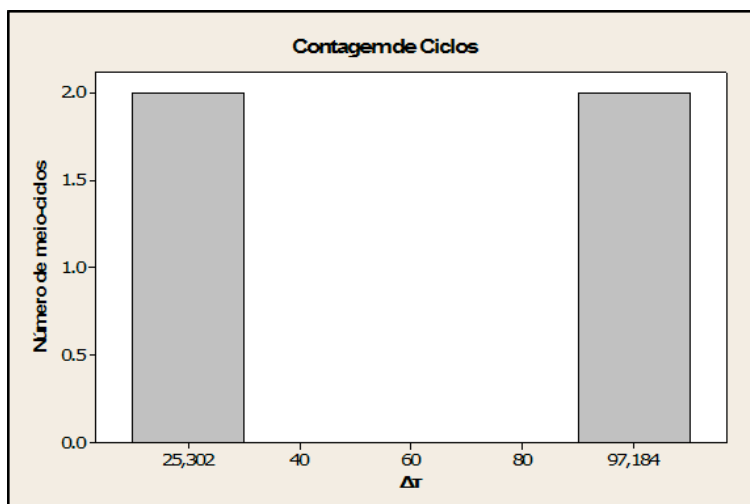


Figura (6.10) – Contagem de meio-ciclos de tensão tangencial pelo método *Rainflow* para a passagem de um truck carregado sobre a longarina isolada.

Após, bastou extrapolar estes dados para o número total de *trucks* que cruzaram a longarina, obtendo-se o número total de ciclos atuantes de cada intervalo de tensão existente que seja superior ao *cut-off limit*. Assim, verifica-se na curva σ -N proposta, o número de ciclos resistentes para estes intervalos de tensão, calculando-se, em seguida, o dano

acumulado linear. Este procedimento foi realizado com o auxílio de planilhas eletrônicas. Visto que a curva τ -N não foi desenvolvida, no cálculo do dano provocado por tensões tangenciais, optou-se por transformá-las em tensões normais, através da tensão equivalente de von Mises.

Na figura (6.11) é mostrado o dano acumulado linear no nó 3 da longarina isolada, devido a passagem dos trucks carregados.

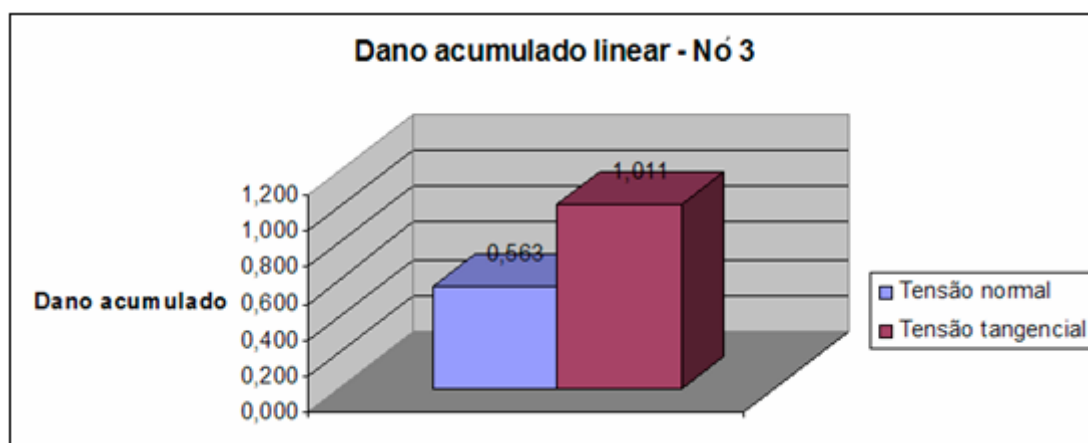


Figura (6.11) – Dano acumulado linear no nó 3 da longarina isolada devido a passagem dos trucks carregados.

6.2.1.3 Análise completa

Para a realização da análise completa, de todas as longarinas atuando em conjunto com a estrutura da ponte, utilizou-se novamente o software Centaurus. No modelo numérico desenvolvido cada longarina possui 6 nós, com 5 elementos (cada nó está igualmente espaçado de 0,46 m). Este modelo foi carregado com a composição padrão parametrizada carregada e vazia, fazendo-se com que estas “passassem” sobre a ponte. O passo de avanço da carga adotado foi de 0,92 m (múltiplo de 0,46 m), que corresponde a 0,13 s. Desta forma, os roletes estavam sempre posicionados sobre locais reais de existência de dormentes, ou seja, locais reais de transmissão de carga dos dormentes para as longarinas. Para cada composição passando sobre a ponte foram realizadas 89 análises, até que situações de carga passassem a se repetir, com somente vagões sobre a ponte.

Concluídas essas análises, fez-se o mesmo procedimento mostrado no caso da análise da longarina isolada. No cálculo das tensões considerou-se que os nós 1, 2, 5 e 6, de cada longarina, não possuam as cantoneiras de reforço, apresentando menor rigidez à flexão.

A seguir são mostrados nas figuras (6.12) e (6.13) os gráficos tensão x tempo devido a passagem da composição padrão carregada, e nas figuras (6.14) e (6.15) devido a passagem da composição padrão vazia. Todos os valores foram calculados para a longarina do primeiro painel, nó 2. Notar a linha tracejada vertical, que marca o final das locomotivas e início da passagem dos vagões.

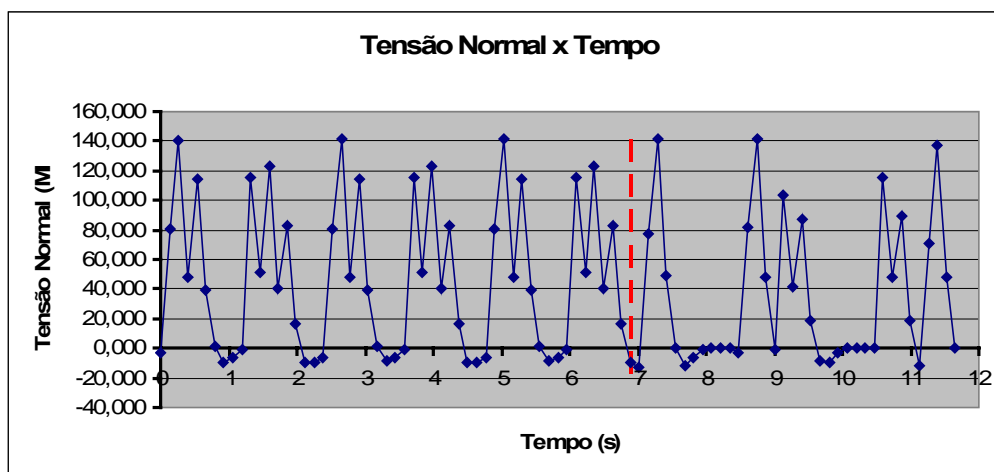


Figura (6.12) – Gráfico tensão normal x tempo, devido a passagem da composição padrão parametrizada carregada – longarina 1, nó 2.

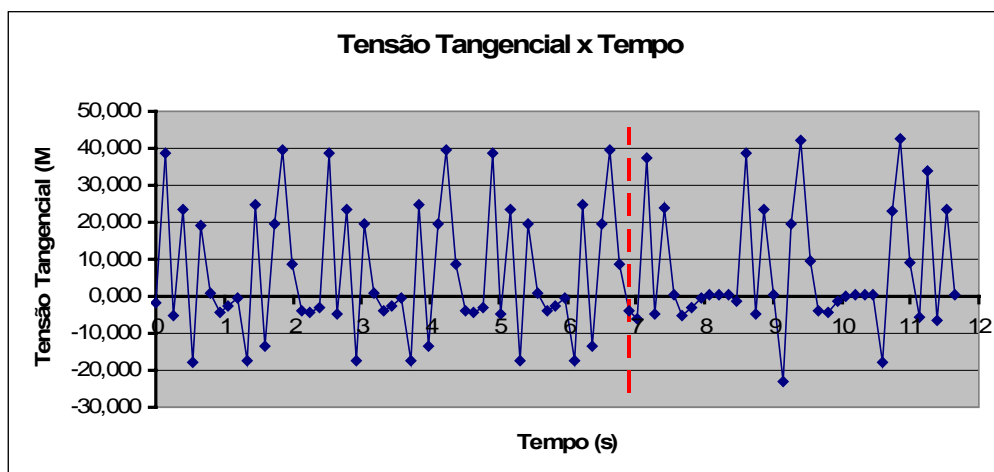


Figura (6.13) – Gráfico tensão tangencial x tempo, devido a passagem da composição padrão parametrizada carregada – longarina 1, nó 2.

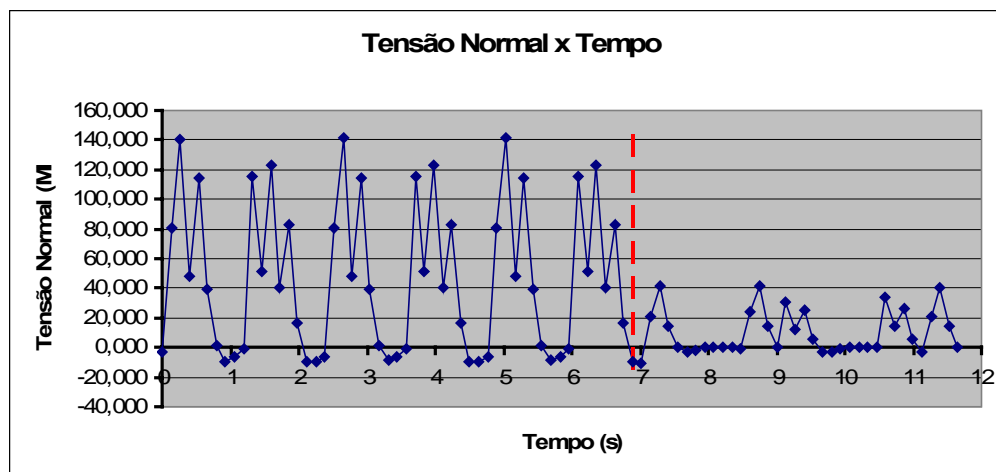


Figura (6.14) – Gráfico tensão normal x tempo, devido a passagem da composição padrão parametrizada vazia – longarina 1, nó 2.

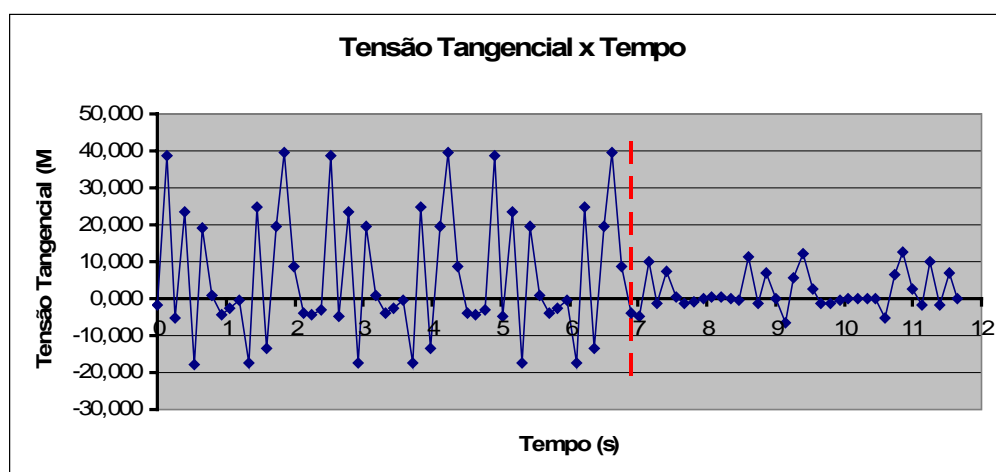


Figura (6.15) – Gráfico tensão tangencial x tempo, devido a passagem da composição padrão parametrizada vazia – longarina 1, nó 2.

Após a contagem de ciclos e obtenção das variações de tensões atuantes, verificou-se que os vagões vazios não produzem dano por fadiga.

A seguir é apresentado na tabela (6.2) o dano acumulado linear calculado, devido aos vagões carregados – tensão axial, para a longarina 1, nó 2:

Tabela (6.2) – Cálculo anual e global do dano acumulado, devido a passagem dos vagões carregados – tensão axial, na longarina 1, nó 2.

	σ_{gap}	92,364	92,934	60,372	72,941	90,181	84,359	
	N_{ciclos}	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	
	N_f	1,443E+06	1,395E+06	2,212E+07	5,429E+06	1,643E+06	2,360E+06	
1957-1989	n_i	387208,8	387208,8	387208,8	387208,8	387208,8	387208,8	
	D_i	0,268	0,277	0,018	0,071	0,236	0,164	1,034
1990	n_i	12794,4	12794,4	12794,4	12794,4	12794,4	12794,4	
	D_i	0,009	0,009	0,001	0,002	0,008	0,005	0,034
1991	n_i	11172	11172	11172	11172	11172	11172	
	D_i	0,008	0,008	0,001	0,002	0,007	0,005	0,030
1992	n_i	12364,8	12364,8	12364,8	12364,8	12364,8	12364,8	
	D_i	0,009	0,009	0,001	0,002	0,008	0,005	0,033
1993	n_i	12639,6	12639,6	12639,6	12639,6	12639,6	12639,6	
	D_i	0,009	0,009	0,001	0,002	0,008	0,005	0,034
1994	n_i	12916	12916	12916	12916	12916	12916	
	D_i	0,009	0,009	0,001	0,002	0,008	0,005	0,035
1995	n_i	10540,8	10540,8	10540,8	10540,8	10540,8	10540,8	
	D_i	0,007	0,008	0,000	0,002	0,006	0,004	0,028
1996	n_i	9708,8	9708,8	9708,8	9708,8	9708,8	9708,8	
	D_i	0,007	0,007	0,000	0,002	0,006	0,004	0,026
1997	n_i	6702	6702	6702	6702	6702	6702	
	D_i	0,005	0,005	0,000	0,001	0,004	0,003	0,018
1998	n_i	9158	9158	9158	9158	9158	9158	
	D_i	0,006	0,007	0,000	0,002	0,006	0,004	0,024
1999	n_i	8998,4	8998,4	8998,4	8998,4	8998,4	8998,4	
	D_i	0,006	0,006	0,000	0,002	0,005	0,004	0,024
2000	n_i	9497,6	9497,6	9497,6	9497,6	9497,6	9497,6	
	D_i	0,007	0,007	0,000	0,002	0,006	0,004	0,025
2001	n_i	11284,4	11284,4	11284,4	11284,4	11284,4	11284,4	
	D_i	0,008	0,008	0,001	0,002	0,007	0,005	0,030
2002	n_i	11820,8	11820,8	11820,8	11820,8	11820,8	11820,8	
	D_i	0,008	0,008	0,001	0,002	0,007	0,005	0,032
2003	n_i	17717,2	17717,2	17717,2	17717,2	17717,2	17717,2	
	D_i	0,012	0,013	0,001	0,003	0,011	0,008	0,047
2004	n_i	17916	17916	17916	17916	17916	17916	
	D_i	0,012	0,013	0,001	0,003	0,011	0,008	0,048
2005	n_i	11460,4	11460,4	11460,4	11460,4	11460,4	11460,4	
	D_i	0,008	0,008	0,001	0,002	0,007	0,005	0,031
2006	n_i	4579,6	4579,6	4579,6	4579,6	4579,6	4579,6	
	D_i	0,003	0,003	0,000	0,001	0,003	0,002	0,012

1,545

O restante dos resultados obtidos para todas longarinas estão expressos no item 6.2.4.

6.2.2 Verificação pelo EUROCODE 3 (1993)

Conforme mostrado no capítulo 4, o procedimento de verificação proposto pelo EUROCODE 3 (1993) é baseado na utilização de curvas σ -N apresentadas pela norma, mediante a classificação do detalhe em estudo, e a regra de dano acumulado linear.

Inicialmente deve-se testar a necessidade da verificação à fadiga. Para tal, determina-se os coeficientes de segurança parciais a serem utilizados.

Considerando que hajam inspeções visuais periódicas na estrutura, que a mesma apresente detalhes acessíveis, o que pôde-se comprovar em visita ao local, e que possua considerável redundância estrutural, o coeficiente para a resistência à fadiga, Y_{Mf} , é igual a 1. Do mesmo modo, o coeficiente de segurança de carregamentos, Y_{Ff} , também é igual a 1.

Necessita-se ainda determinar o limite de fadiga de amplitude constante, $\Delta\sigma_D$. Para tal deve-se classificar as longarinas nas tabelas de classificação de detalhes. Por tratarem-se de perfis I laminados, foram classificadas na categoria 160, logo pela tabela (4.4), temos que $\Delta\sigma_D = 117$ MPa.

Com isso seguem os testes:

$$Y_{Ff} \cdot \Delta\sigma \leq \frac{26}{Y_{Mf}} \therefore 1 \cdot 152,6 \leq \frac{26}{1} \therefore 152,6 \leq 26 \rightarrow \text{Não verifica.}$$

$$Y_{Ff} \cdot \Delta\sigma \leq \frac{\Delta\sigma_D}{Y_{Mf}} \therefore 1 \cdot 152,6 \leq \frac{117}{1} \therefore 152,6 \leq 117 \rightarrow \text{Não verifica.}$$

O valor de $\Delta\sigma = 152,6$ foi obtido da verificação pela teoria clássica de fadiga, tendo ocorrido na longarina 9, nó 5, sendo o maior intervalo de tensão registrado.

Constatada a necessidade da verificação, deve-se determinar o carregamento a ser utilizado na análise. Por considerar mais próximo da realidade local e pelos históricos de tráfego pesquisados, optou-se por adotar o mesmo trem padrão utilizado anteriormente, ao invés do carregamento de fadiga apresentado no EUROCODE 1. O coeficiente de impacto utilizado foi novamente o proposto pela NBR 7187 (1987).

De posse dos resultados dos esforços da análise elástica do modelo proposto devidamente majorados pelo coeficiente de impacto, calcula-se as tensões axiais e tangenciais nos pontos de verificação, e executa-se a contagem de ciclos de tensão, obtendo-se os intervalos de tensão e as tensões médias devido a carga móvel. Para tal utilizou-se os resultados já obtidos na verificação pela teoria clássica de fadiga.

Após, deve-se escolher uma curva de resistência à fadiga. Para tensões axiais, optou-se por adotar a curva com duas declividades, $m = 3$ e $m = 5$, e um limite de corte para $N = 100$ milhões de ciclos, por ser o caso mais geral. Para tensões tangenciais, a norma recomenda o

uso de uma curva com uma única declividade, $m = 5$, e um limite de corte para $N = 100$ milhões de ciclos.

Conforme apresentado no capítulo 4, o número de ciclos resistentes para cada intervalo de tensão $\Delta\sigma_i$ e $\Delta\tau_i$, é dado pelas equações (4.10), (4.11) e (4.12) para tensões axiais e (4.15), (4.16) para tensões tangenciais.

Os valores dos limites de corte e limite de fadiga de amplitude constante, foram obtidos das tabelas (4.4) e (4.5), para uma categoria de detalhe 160 e 100, respectivamente.

O procedimento foi implementado em planilhas eletrônicas e os resultados encontram-se no item 6.2.4.

6.2.3 Verificação pela AREMA (2000)

Conforme mencionado no capítulo 4, na verificação à fadiga utilizando a AREMA seguiu-se o critério da faixa de tensão efetiva, exposto no item 4.3.3. Além deste, a fim de obter-se resultados passíveis de comparação com os obtidos pela teoria clássica e EUROCODE, utilizou-se curva σ - N proposta pela Norma, para pontes existentes, e regra de dano linear de Miner. Este último processo não é recomendado pela Norma.

Assim como nos demais códigos, deve-se verificar a necessidade da realização do estudo. Segundo o histórico de cargas da ponte, mostrados na tabela (5.7), pode-se constatar que não houve nenhum carregamento anual superior a 5 milhões de toneladas brutas durante toda sua vida de serviço e não apresenta detalhes com variações de tensão admissíveis inferiores a categoria D. Porém, considerando que a estrutura encontra-se a 114 anos em serviço, suspeitamos que possa ocorrer um esgotamento de sua vida projetada e portanto é conveniente a realização da análise.

O carregamento utilizado foi o trem padrão parametrizado e o coeficiente de impacto proposto pela NBR 7187. Além deste, realizou-se novamente a análise com o coeficiente de impacto proposto pela AREMA (2000), admitindo uma redução devido a baixa velocidade de operação na ponte. Conforme mostrado no item 5.6.4.1, o coeficiente de impacto é dado como uma porcentagem da carga móvel, e para locomotivas diesel-elétricas e vãos inferiores a 24,38 m (80 ft) é dado por:

$$\varphi = RE + 40 - \frac{3 \cdot L^2}{1600} \quad (6.16)$$

$$\varphi = 20 + 40 - \frac{3 \cdot 2,3^2}{1600} = 59,99\% \quad (6.17)$$

Para velocidade de operação inferior a 26,82 m/s (60 mph), a norma admite uma redução na segunda e terceira parcela da expressão (6.16), multiplicando-as pelo seguinte fator:

$$1 - \frac{0,8}{2500} \cdot (60 - S)^2 \geq 0,2 \quad (6.18)$$

Onde S é a velocidade em mph (1 mph = 0,447 m/s). Sendo a velocidade de 6,94 m/s (25 km/h) ou 15,53 mph, tem-se:

$$1 - \frac{0,8}{2500} \cdot (60 - 15,53)^2 \geq 0,2 \therefore 0,36 \geq 0,2 \quad (6.19)$$

Aplicando-se a redução:

$$\varphi = 20 + 40 \cdot 0,36 - \frac{3 \cdot 2,3^2}{1600} \cdot 0,36 = 34,40\% \quad (6.20)$$

Visto que este valor é bastante inferior ao 1,51 proposto pela NBR 7187 (1987) e adotado na primeira análise realizada, houve uma redução nos intervalos de tensão atuantes e uma conseqüente redução do dano acumulado calculado.

Após, realizou-se a contagem de ciclos de tensão e obteve-se as variações de tensão existentes, através do método *Rainflow*. Com isso calcula-se a variação de tensão efetiva, S_{Re} , e o número total de ciclos de tensão variáveis N_v . Com este par de informações verifica-se a segurança à fadiga através da curva de resistência escolhida.

Por tratar-se de um perfil laminado sujeito predominantemente à flexão, foi classificado na categoria A, utilizando-se a seguinte equação:

$$N = \frac{2,5 \times 10^{10}}{S_r^3} \quad (6.21)$$

Onde S_r é dado em ksi (1 ksi = 6,89 MPa). Essa relação foi utilizada tanto para tensões normais quanto tangenciais.

Tanto o procedimento da variação de tensão efetiva, quanto o cálculo do dano pela regra de Miner foram implementados em planilhas eletrônicas. Os resultados de ambos, para os dois coeficientes de impacto utilizados encontram-se no item 6.2.4.

6.2.4 Apresentação dos resultados

Os resultados das análises realizadas segundo os diversos métodos apresentados foram obtidos na forma de planilhas. Para tornar a exposição destes dados mais visual e de fácil interpretação foram gerados gráficos, onde se buscou comparar os resultados de dano alcançados pelos diferentes procedimentos, bem como calcular a sobrevida das longarinas.

6.2.4.1 Dano acumulado utilizando curvas σ -N e Miner

A seguir apresenta-se os resultados do dano acumulado linear para todas as longarinas, determinados com o uso das diferentes curvas σ -N propostas e a regra de Miner.

Destaca-se que a AREMA (2000) não recomenda esta metodologia tendo sido realizada apenas para efeito de compração dos dados com os demais métodos. Nos gráficos, o procedimento denominado AREMA 2 contempla a redução do coeficiente de impacto.

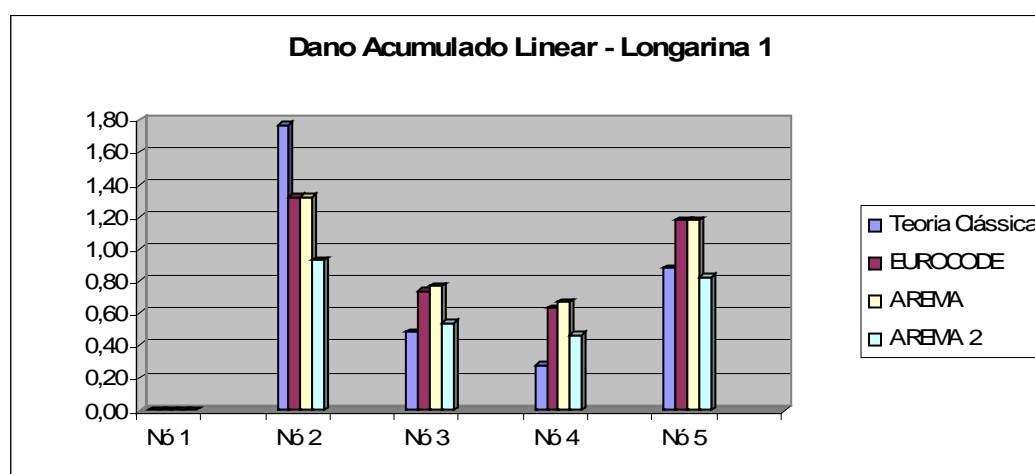


Figura (6.16) – Dano acumulado linear – longarina 1.

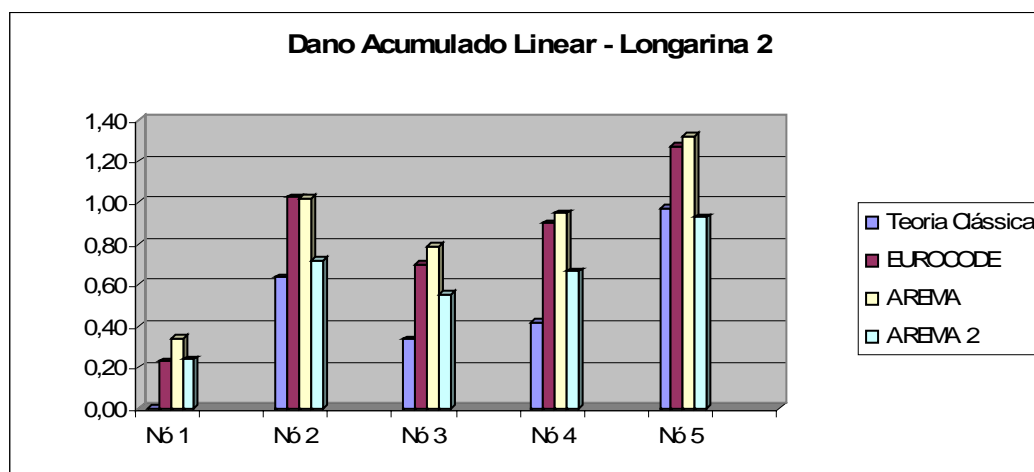


Figura (6.17) – Dano acumulado linear – longarina 2.

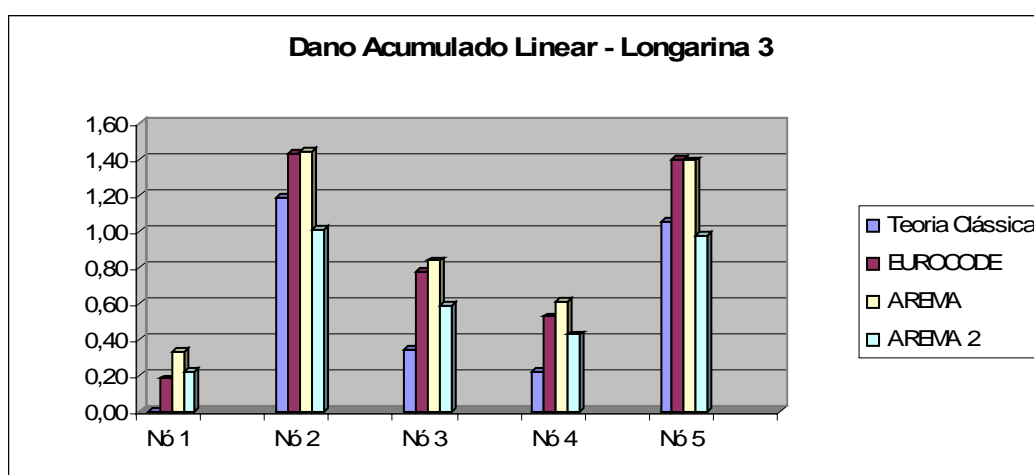


Figura (6.18) – Dano acumulado linear – longarina 3.

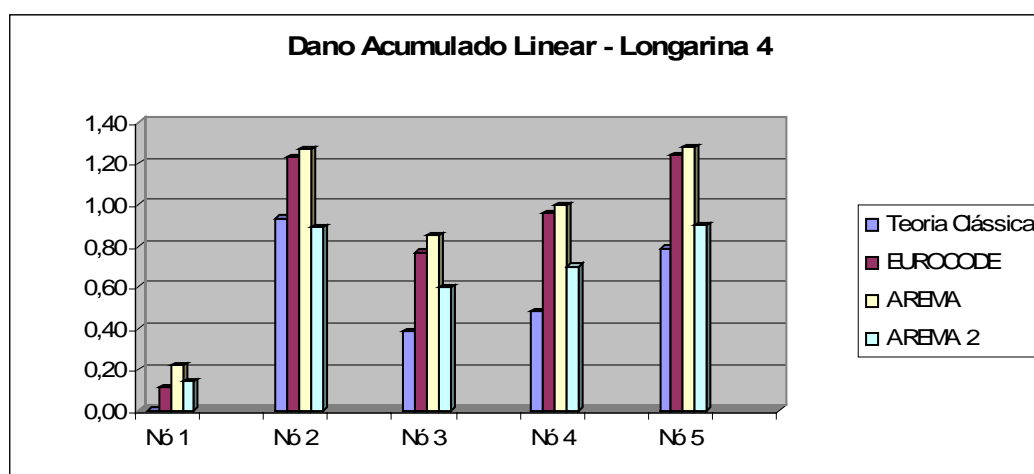


Figura (6.19) – Dano acumulado linear – longarina 4 que apresentou falha na estrutura real.

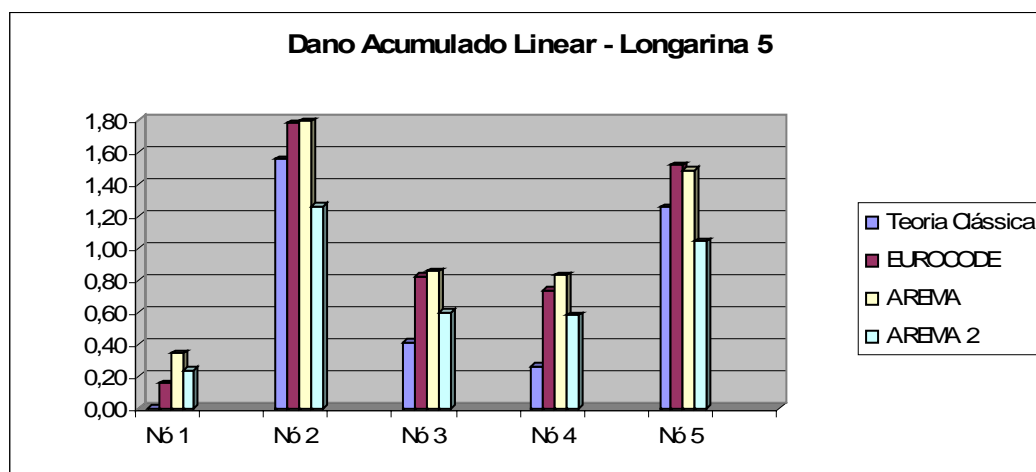


Figura (6.20) – Dano acumulado linear – longarina 5 que apresentou falha na estrutura real.

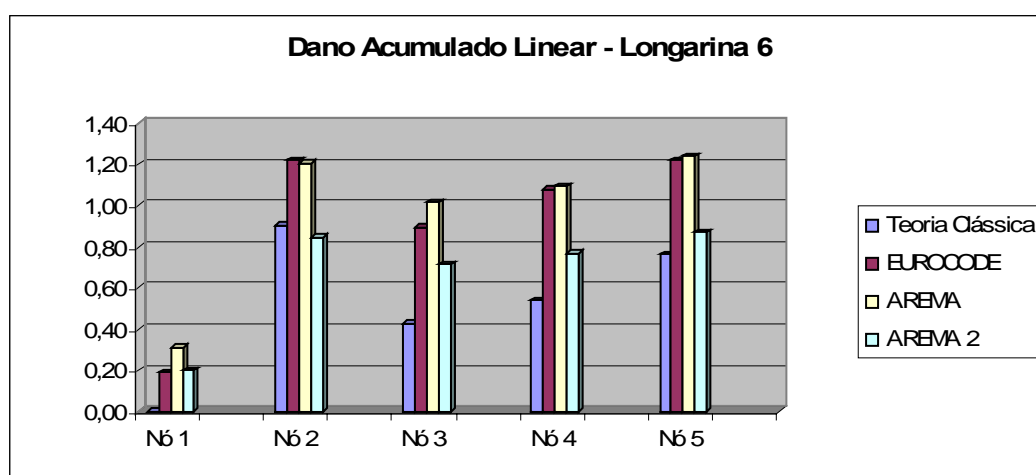


Figura (6.21) – Dano acumulado linear – longarina 6.

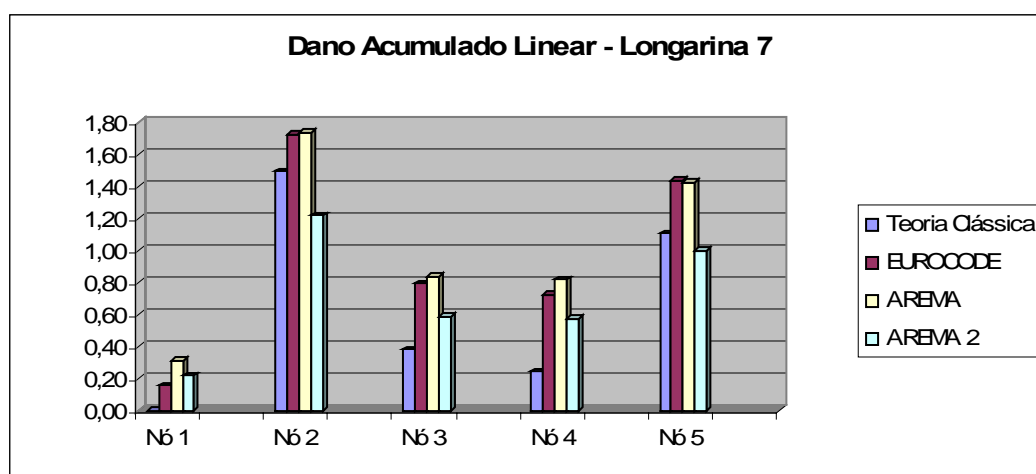


Figura (6.22) – Dano acumulado linear – longarina 7.

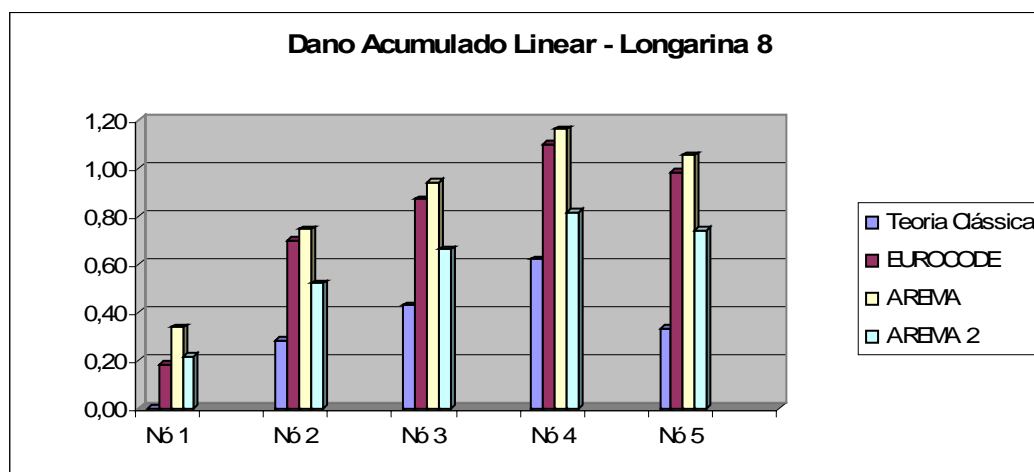


Figura (6.23) – Dano acumulado linear – longarina 8.

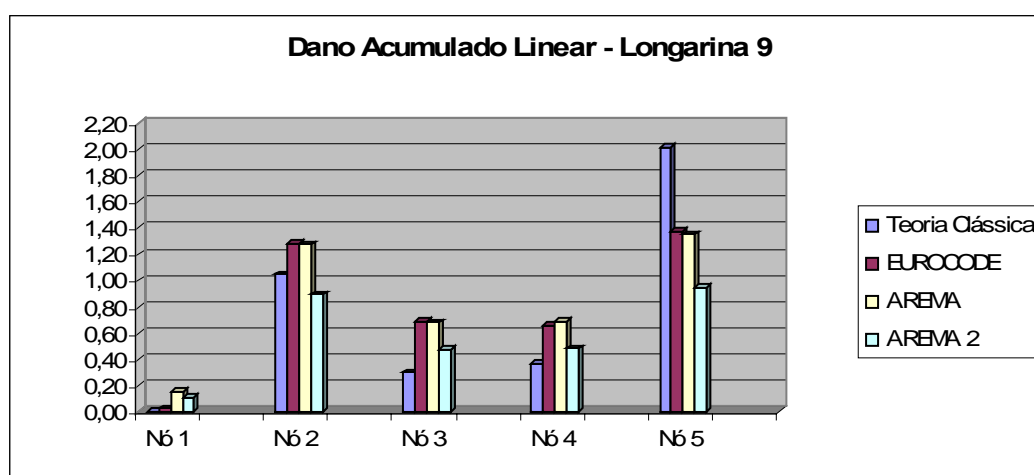


Figura (6.24) – Dano acumulado linear – longarina 9.

6.2.4.2 Comparativo dos resultados utilizando Miner x Faixa de tensão efetiva

Nos gráficos mostrados a seguir são confrontados os resultados utilizando a regra do dano linear de Miner e o modelo proposto pela norma AREMA (2000) da faixa de tensão efetiva. Este comparativo foi feito para o método AREMA 2 (coeficiente de impacto reduzido).

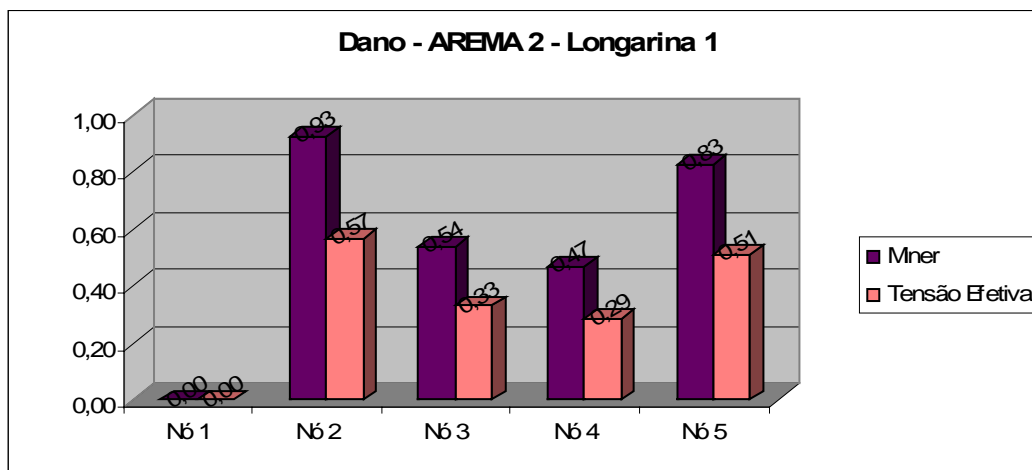


Figura (6.25) – Dano obtido utilizando Miner x faixa de tensão efetiva – longarina 1.

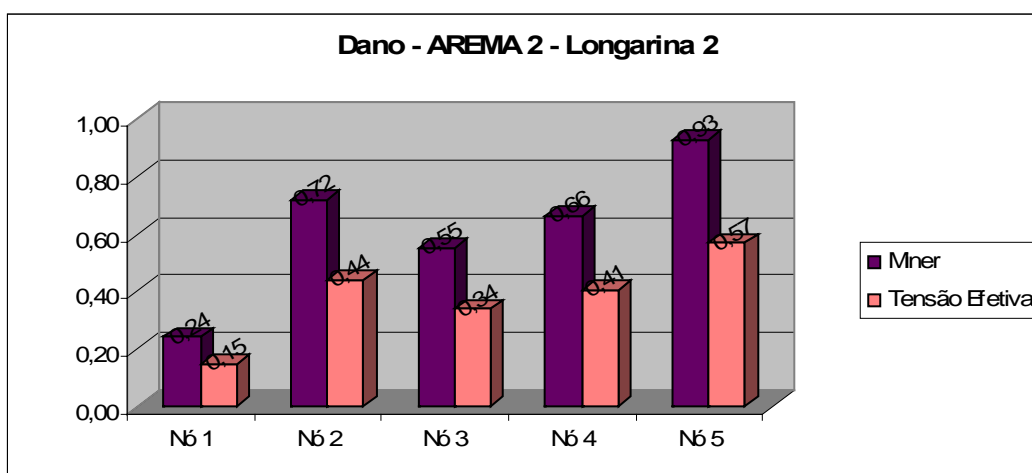


Figura (6.26) – Dano obtido utilizando Miner x faixa de tensão efetiva – longarina 2.

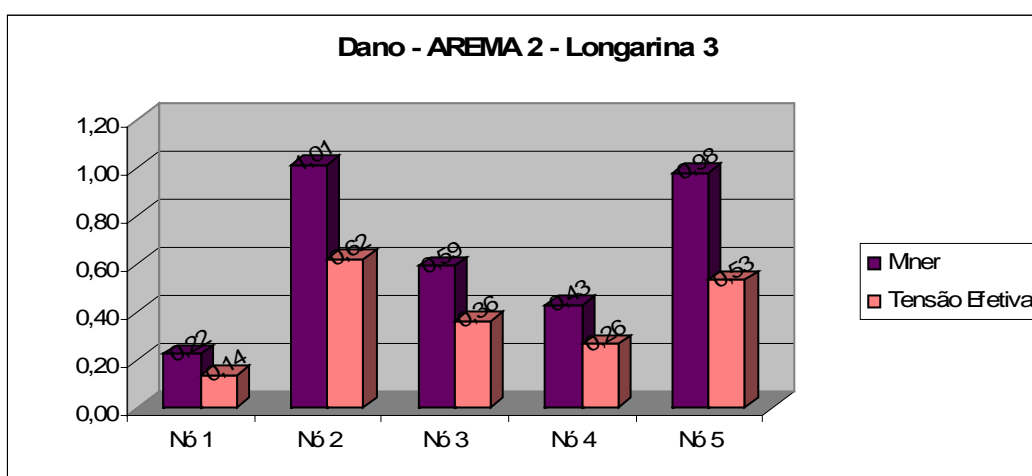


Figura (6.27) – Dano obtido utilizando Miner x faixa de tensão efetiva – longarina 3.

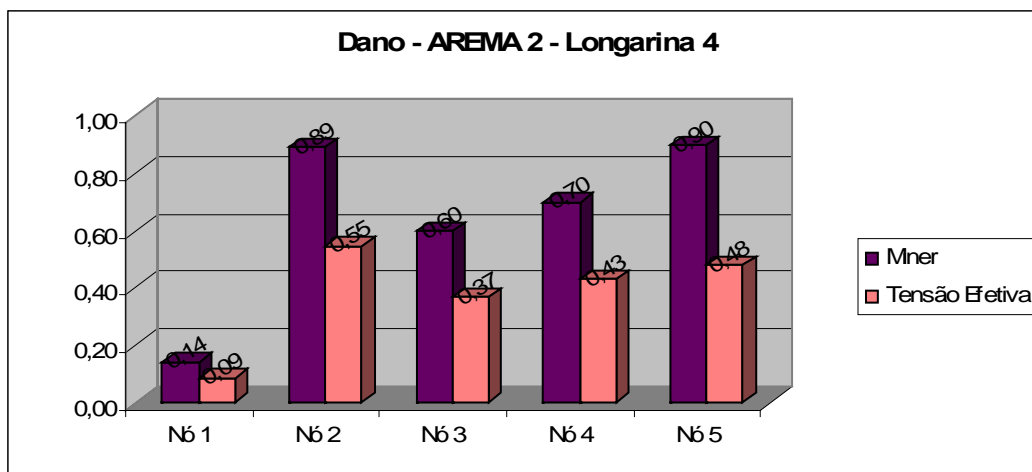


Figura (6.28) – Dano obtido utilizando Miner x faixa de tensão efetiva – longarina 4.

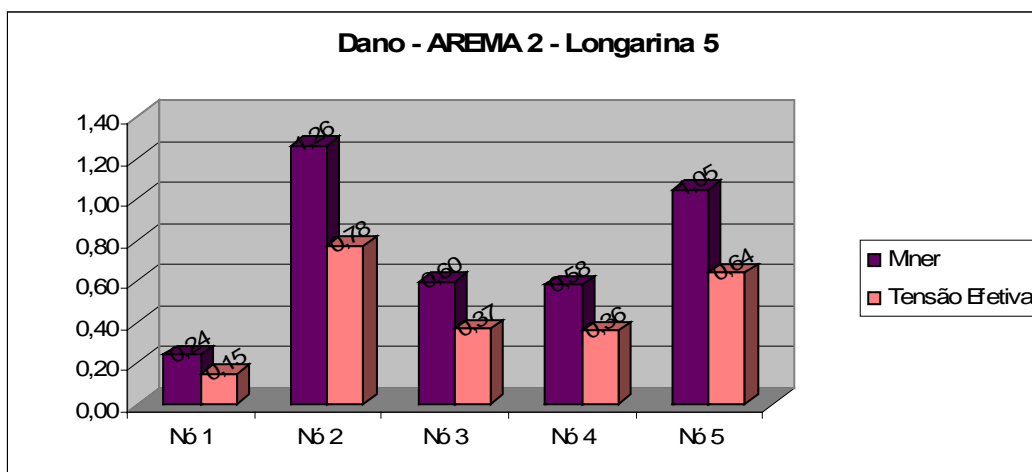


Figura (6.29) – Dano obtido utilizando Miner x faixa de tensão efetiva – longarina 5.

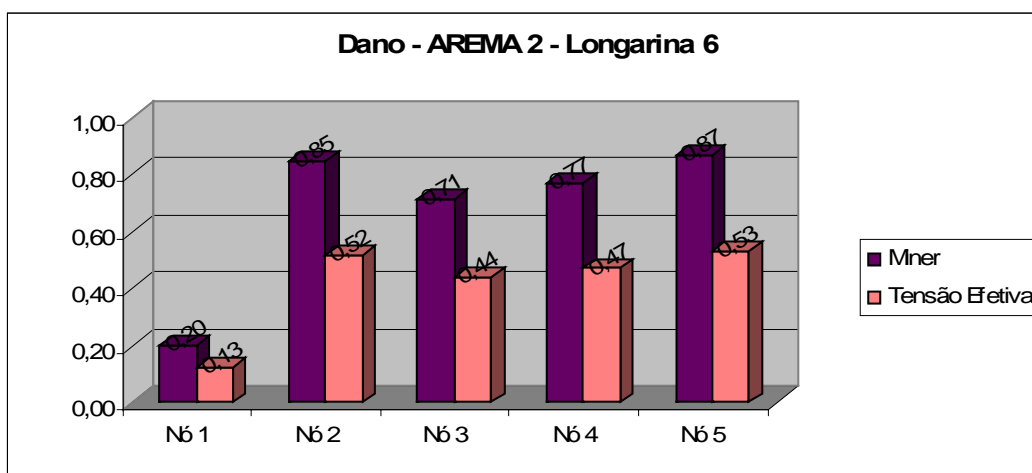


Figura (6.30) – Dano obtido utilizando Miner x faixa de tensão efetiva – longarina 6.

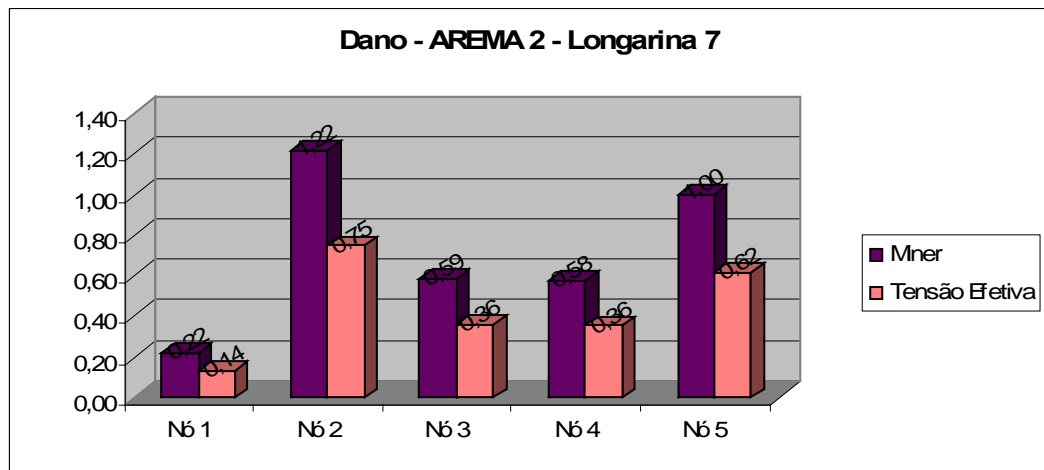


Figura (6.31) – Dano obtido utilizando Miner x faixa de tensão efetiva – longarina 7.

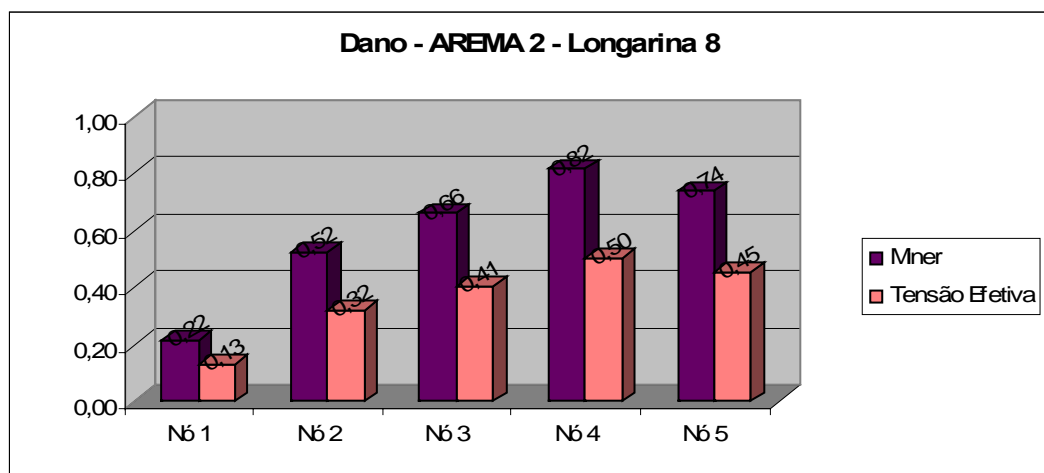


Figura (6.32) – Dano obtido utilizando Miner x faixa de tensão efetiva – longarina 8.

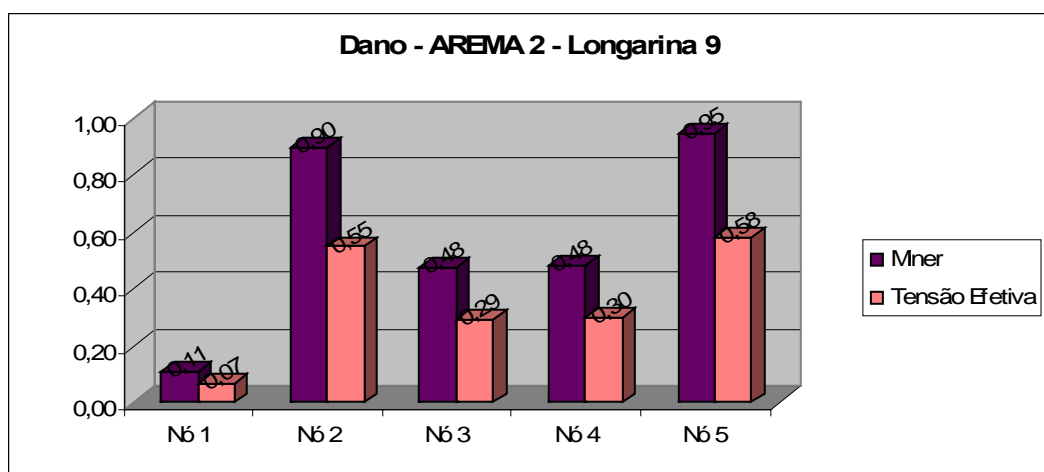


Figura (6.33) – Dano obtido utilizando Miner x faixa de tensão efetiva – longarina 9.

6.2.4.3 Estudo das longarinas 4 e 5

Considerando que as longarinas 4 e 5 apresentaram trincas reais, realizou-se um estudo detalhado das mesmas, gerando-se gráficos que mostram a evolução do dano ano a ano. Esta análise foi feita utilizando-se curvas σ -N e regra de dano linear de Miner.

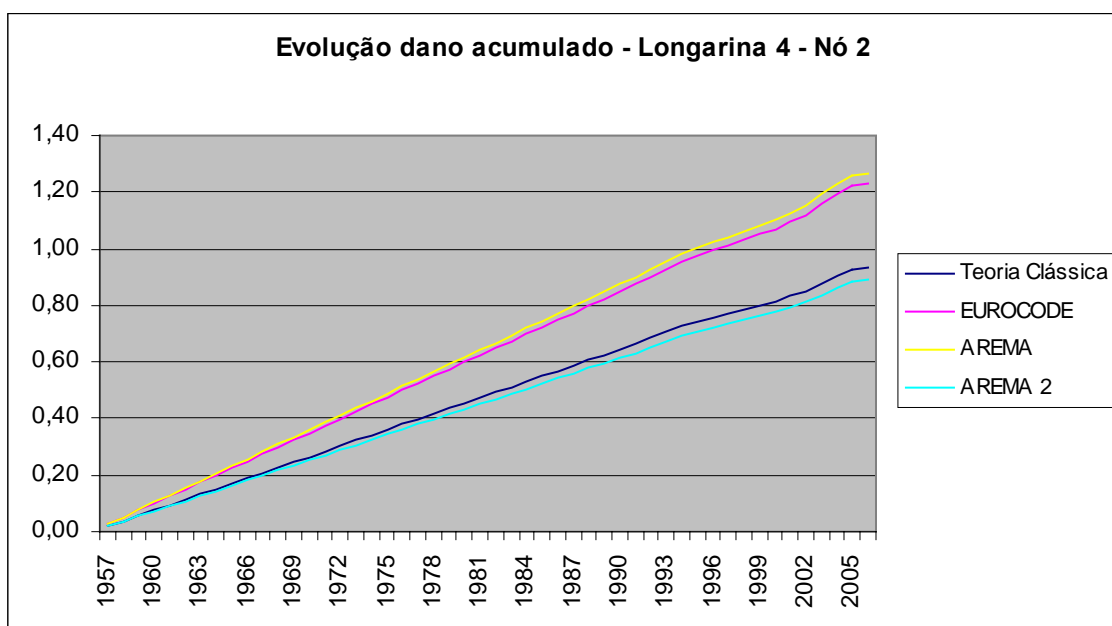


Figura (6.34) – Evolução do dano acumulado linear de Miner – longarina 4, nó 2.

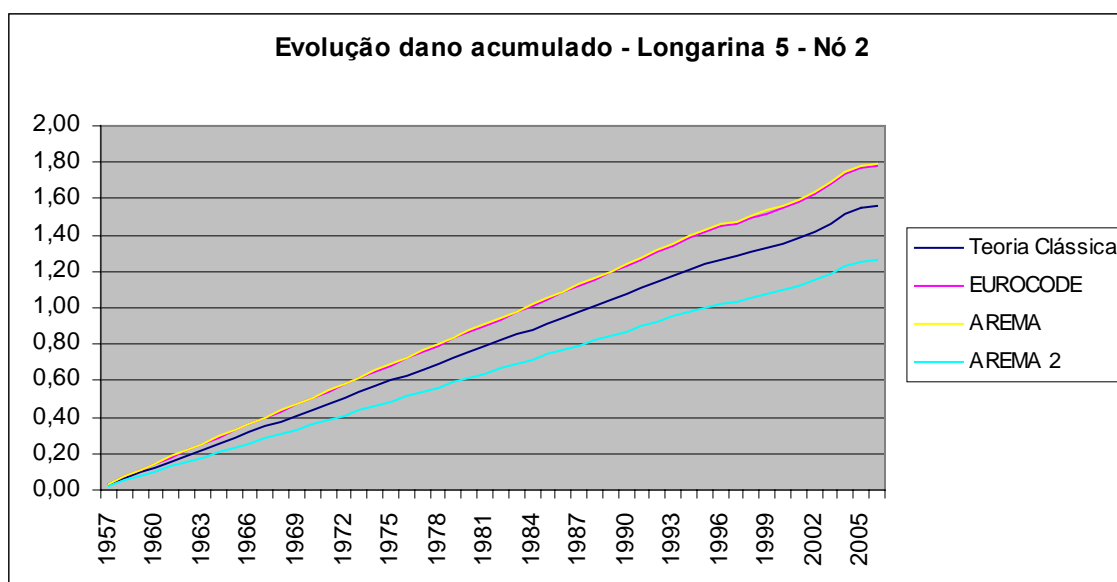


Figura (6.35) – Evolução do dano acumulado linear de Miner – longarina 5, nó 2.

6.2.4.4 Vida útil remanescente

Concluídos os cálculos de dano dos elementos, efetuou-se a estimativa de vida útil remanescente daqueles que não apresentaram falha pelo processo analítico, ou seja, que apresentaram dano menor que 1. Para tal, determina-se o resto de dano que o elemento “ainda possui” subtraindo-se da unidade o valor de dano acumulado obtido. Após, calcula-se um dano médio anual e, por fim, divide-se o resto por este dano médio anual, chegando-se ao valor da vida útil remanescente, dada em anos. A análise foi feita para os métodos considerando coeficiente de impacto reduzido (AREMA 2), tanto por Miner como por faixa de tensão efetiva, e para este último com o coeficiente de impacto integral da NBR 7187. Pelos demais métodos, muitas longarinas apresentaram dano superior a unidade.

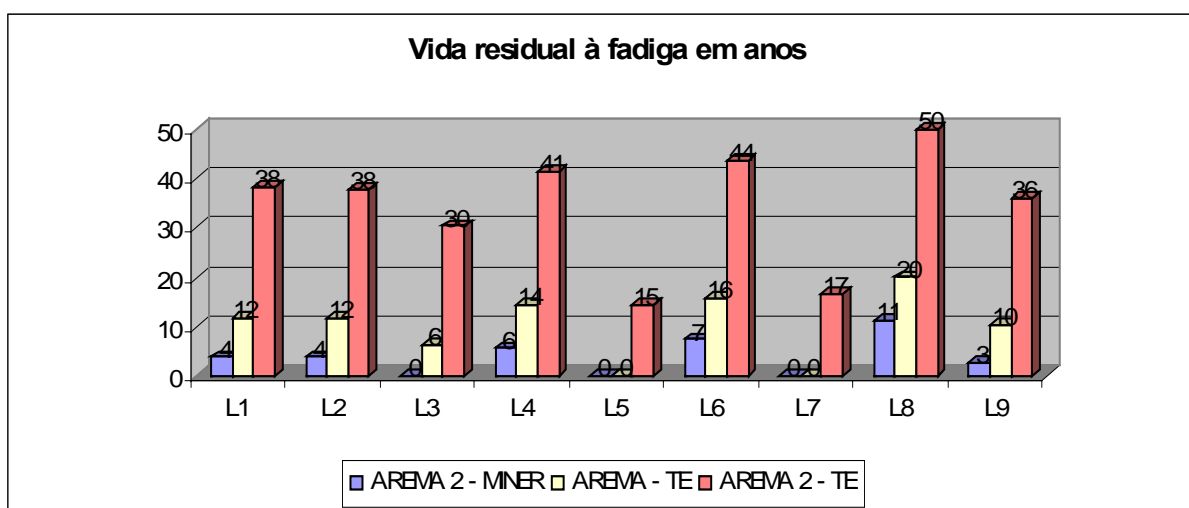


Figura (6.36) – Vida remanescente à fadiga.

7. CONCLUSÕES

Este trabalho objetivou caracterizar as pontes metálicas ferroviárias, determinando os materiais empregados, tipos estruturais adotados e cargas utilizadas. Além disso, através de uma revisão da teoria de fadiga em aços e dos procedimentos recomendados pelas principais Normas de estruturas metálicas, buscou-se realizar um estudo de caso real de uma ponte que apresentou falha por fadiga em suas longarinas, desenvolvendo metodologias para efetuar a verificação à fadiga desta estrutura segundo os diversos métodos apresentados. Os aspectos mais relevantes observados neste estudo são apresentados neste capítulo.

O estudo de um caso de uma ponte real apresenta dificuldades, entre as quais destaca-se o levantamento de dados, principalmente no que se refere aos materiais empregados e ao histórico de carregamento. Nesse sentido, conclui-se não ser conveniente investir em modelos numéricos sofisticados enquanto essas incertezas não forem reduzidas.

O procedimento adotado, que combina o uso de modelos numéricos simples com resultados experimentais para calibração do modelo, forneceu resultados coerentes com a verificação prática e, pela experiência adquirida no estudo, considera-se que é a forma mais recomendada para abordar o problema.

Os resultados das análises mostraram que todos os métodos baseados no uso de curvas σ -N associado a regra de dano acumulado linear de Miner utilizando o coeficiente de impacto proposto pela NBR 7187 (1987) são excessivamente conservativos, tendo, praticamente, todas longarinas apresentado dano superior a 1 em algum de seus nós.

Por outro lado o método recomendado pela AREMA (2000) baseado na faixa de tensão efetiva e o uso de um coeficiente de impacto reduzido, devido a baixa velocidade de operação na ponte, mostrou-se contra a segurança. Seguindo este procedimento nenhuma longarina apresentaria dano.

Na estrutura real foram identificados três pontos de falha (nas duas longarinas 4 e em uma longarina 5), donde conclui-se que os procedimentos que apresentaram os resultados mais coerentes foram os que utilizaram curva σ -N proposta pela AREMA (2000) combinado com a regra de Miner utilizando o coeficiente de impacto reduzido, e o que combinou a curva com método da faixa de tensão efetiva, utilizando o coeficiente de impacto da NBR 7187 (1987).

Além disso, observou-se que os nós que apresentam os maiores valores de dano são o 2 e o 5, localizados a 0,46 cm da extremidade das longarinas. Isto deve-se ao fato da longarina não possuir nestas regiões as cantoneiras de reforço, incorporadas a seção destes elementos em 1937. Dessa forma, sua seção resistente à flexão é inferior, desenvolvendo $\Delta\sigma$ maiores que, para um mesmo número de ciclos, resulta um valor de dano superior. Deve-se destacar que nas longarinas novas, que substituíram as que apresentaram trincas, as cantoneiras foram estendidas até a ligação com a transversina, minimizando este problema.

Outro aspecto que merece destaque é o que refere-se ao coeficiente de impacto. Nota-se que os métodos são extremamente sensíveis a variação deste coeficiente, visto que as curvas σ -N propostas pelos diferentes métodos são equivalentes, como fica claro nas figuras (6.34) e (6.35).

Deve-se salientar que o fato dos métodos indicarem falha em alguns pontos, ou seja, dano (pela regra de Miner) igual a 1, não significa falha catastrófica. Na verdade, uma vez atingido esse patamar de dano tem-se, em teoria, a formação de trincas de engenharia. Após a nucleação tem-se o período de propagação destas trincas. Como comprovado na prática, o tempo para a propagação de uma trinca dentro da realidade de uso da ponte pode ser significativo, visto que durante a inspeção realizada na ponte as trincas apresentavam um aspecto corroído no seu interior. Esta corrosão indica que as mesmas ficaram sob ação do meio durante algum tempo.

Portanto, nas posições em que não ocorreram falha na estrutura real, mas houve dano no modelo numérico deve-se ter a prudência de não interpretar o resultado literalmente, ou seja, não condenar imediatamente a peça. Além de se ter o tempo de propagação da trinca (uma vez que esta seja identificada), deve-se considerar que a regra de Miner apresenta uma variação significativa. Nesse sentido, é possível que o dano venha a ocorrer para valores superiores a 1. Essa é uma questão de difícil interpretação e alguns autores fornecem alternativas que possuem uma boa aproximação da realidade para casos específicos. Neste sentido, AGERSKOV et al. (1999) apresentou alternativa para considerar espectros de carga de banda larga, definindo a regra de dano como $D = \sum \frac{n_i}{N_i} \leq 2I - 1$, no qual I é um fator de irregularidade do sinal, a fim de considerar processos de banda larga, definido pela relação do número de máximos positivos e o número de vezes que o sinal corta o eixo do tempo. No caso de históricos de tensão de banda estreita o valor de I é 1, sendo a proposta original de Miner

Por fim, ao se atingir soma igual a 1 recomenda-se cuidado com a estrutura, ou seja, inspeções periódicas cujo período deve ser reduzido a medida que o resultado dessa soma seja superior a unidade. Ver recomendações do item 4.4.

7.1 SUGESTÕES PARA NOVOS TRABALHOS

A seguir descreve-se algumas sugestões de temas que devem ser aprofundados em trabalhos futuros:

- Sofisticar o modelo numérico utilizado, modelando-se os contraventamentos. Dessa forma poderão ser considerados os efeitos das cargas horizontais na análise de fadiga, como ação do vento e forças de aceleração e frenagem de composições sobre a ponte;
- Buscar dados do período entre 1894 e 1957, como projetos originais da ponte e trens operacionais da época, de forma que possa ser realizada uma análise à fadiga mais precisa de toda vida de serviço da ponte;
- Realizar a análise à fadiga dos demais grupos de propriedades que apresentaram baixo coeficiente de segurança, segundo a verificação estática, como certas seções dos banzos superior e inferior das treliças, algumas contra-diagonais e as transversinas;
- Utilizando-se as planilhas eletrônicas criadas para implementar os diversos métodos de avaliação estudados, desenvolver um software que contemple todas estas metodologias e diminua o tempo de análise;
- Incrementar a análise experimental, fazendo-se novas medições *in situ*, com a instalação de extensômetros em elementos da ponte, a fim de que sejam realizadas novas calibrações do modelo numérico e tenha-se subsídios para obter uma estimativa do coeficiente de impacto da estrutura;
- Extrair amostras de uma barra das vigas principais (vigas treliçadas) para verificar as características do material. Talvez seja interessante fazer um ensaio de dureza superficial em campo;
- Implementar um procedimento baseado na MFEL capaz de descrever a velocidade de propagação das trincas, após estas serem detectadas.

REFERÊNCIAS

- AGERSKOV, H.; NIELSEN, J.A. (1999). **Fatigue in Steel Highway Bridges Under Random Loading**. Journal of Structural Engineering – ASCE, vol.125, n.2, p.152-162.
- AL-EMRANI, M.; KLIGER, R. (2003). **FE analisys of stringer-to-floor-beam connections in riveted railway bridges**. Journal of Constructional Steel Research, Sweden, n.59, p.803-818.
- ALMEIDA, R.O. (1999). **Inspeção de pontes**. Curitiba, FSA – Ferrovia Sul Atlântico S.A.
- ALMEIDA, R.O. (1990). **Ruptura de longarinas metálicas nas pontes da superintendência regional Curitiba no trecho Paranaguá-Curitiba – Um caso de colapso devido à fadiga**. Joinville, XXXIIº Reunião dos Residentes – RFFSA.
- AMERICAN RAILWAY ENGINEERING AND MAINTENANCE-OF-WAY ASSOCIATION (2000). **AREMA: Manual of Railway Engineering**.
- ASME (1993). **The Use of Classification Zones for Fatigue Behavior in Steels**. Weiss, M.P. Transactions of the ASME, vol. 115, p.380–384.
- AMERICAN WELDING SOCIETY (2004). **ANSI/AWS D1.1: Structural Welding Code – Steel**. 19th ed. Miami.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988). **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1987). **NBR 7187: Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido**. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). **NBR 8800: Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios: método dos estados limites**. 2.ed. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983). **NBR 7189: Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias**. Rio de Janeiro.
- BOESSIO, M.L. (2002). **Análise e Dimensionamento de Estruturas de Ônibus Considerando a fadiga e Utilizando Ferramentas de Confiabilidade e Otimização**. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2002.
- BRANCO, C.M.; FERNANDES, A.A.; CASTRO, P.M.S.T. (1999). Fadiga de estruturas soldadas. In: **Introdução ao estudo da fadiga**. Fundação Calouste Gulbenkian: Lisboa. Cap. 2, p. 137-192.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTE (1980). **BS5400: Steel, Concrete and Composite Bridge. Part 10: Code of practice for fatigue**. London.

BRITISH STANDARDS INSTITUTE (1978). **BS5400: Steel, Concrete and Composite Bridges. Part 2: Specification for loads.** London.

CASTRO, A.C. (1968). **Recuperação e reforço de pontes.** São Paulo, VIº Seminário de Via Permanente e Obras – RFFSA.

CBCA, Centro Brasileiro da Construção em Aço (2005). Rio de Janeiro. **Aços estruturais.** Disponível em: <http://www.cbca-ibs.org.br/aços_estruturais.asp>. 2005. Acesso em 04 set.

CHAN, T.H.T.; LI, Z.X.; KO, J.M. (2001). **Fatigue analysis and life prediction of bridges with structural health monitoring data – Part II: application.** International Journal of Fatigue, Hong Kong, n.23, p.55-64.

CHAPMAN, S.J. (1998). **Fortran 90/95 for Scientists and Engineers.** 1.ed. New York: McGrawHill. 874p.

COLLINS, J.A. (1993). **Failure of Materials in Mechanical Design.** 2.ed. New York: John Wiley & Sons. 629p.

DEPIERO, A.H.; PAASCH, R.K.; LOVEJOY, S.C. (2002). **Finite-Element Modeling of Bridge Deck Connection Details.** Journal of Bridge Engineering, Oregon State, vol.7, n.4, p.229-235.

DEUTSCHE BUNDESBAHN (1991). **DS 805: Bestehende Eisenbahnbrücken. Bewertung der Tragsicherheit und konstruktive Hinweise.**

DIBATTISTA, J.D.; ADAMSON, D.E.J.; KULAK, G.L. (1998). **Fatigue strength of riveted connections.** Journal of Structural Engineering, Canada, vol.124, n.7, p.792-797.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION (1993). **EUROCODE 3: Design of Steel Structures.** Brussels, Part 1.1, 340p.

FUCHS, H.O.; STEPHENS, R.I. (1980). **Metal Fatigue in Engineering.** New York: John Willey. 318p.

GRAF, B. (2002). **Bridges that changed the world.** Munich: Prestel. 128p.

GROEHS, A.G. (1999). **Mecânica vibratória.** São Leopoldo: Editora UNISINOS. 650p.

JUVINALL, R.C. (1983). **Fundamentals of Machine Component Design.** New York: John Wiley & Sons. 652p.

JUVINALL, R.C. (1967). **Engineering considerations of Stress, Strain and Strength.** New York: McGraw-Hill. 613p.

KIM, S.H.; LEE, S.W.; MHA, H.S. (2001). **Fatigue reliability assessment of an existing steel railroad bridge.** Engineering Structures, South Korea, n.23, p.1203-1211.

KIRKHOPE, K.J., BELL, R., CARON, L., BASU, R.I., MA, K.T. (1999). **Weld detail fatigue life improvement techniques. Part 1: review.** Marine Structures, vol. 12, p.447-474.

- LI, Z.X.; CHAN, T.H.T.; KO, J.M. (2001). **Fatigue analysis and life prediction of bridges with structural health monitoring data – Part I: methodology and strategy.** International Journal of Fatigue, Hong Kong, n.23, p.45-53.
- MORSCH, I.B. (2001). **Análise estrutural de veículos comerciais tipo ônibus.** Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2001.
- NORTON, R.L. (1998). **Machine design.** New Jersey: Prentice-Hall. 1048p.
- PINHO, F.O. (1998). **Projeto de pontes metálicas.** Volta Redonda, RJ, Curso de capacitação - Escola de Engenharia e Informática de Volta Redonda.
- PRAVIA, Z.M.C. (2003). **Estabilidade de estruturas de pontes metálicas com fraturas.** 135p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro. 2003.
- RFFSA (1979). **IVO-04: Manual de Inspeção de Pontes e Viadutos Ferroviários.** Normas e Instruções Gerais de Via Permanente, vol. 1. Rio de Janeiro.
- SAE (1997). **Fatigue Design Handbook.** 3.ed. Warrendale. 470p.
- SHIGLEY, J.E.; MISCHE, C.R. (1986). **Standard Handbook of Machine Design.** New York: McGraw-Hill. 996p.
- SHIGLEY, J.E. (1963). **Mechanical Engineering Design.** New York: McGraw-Hill. 613p.
- SPYRAKOS, C.C.; RAFTOYIANNIS, I.G.; ERMOPOULOS, J.C. (2003). **Condition assessment and retrofit of a historic steel-truss railway bridge.** Journal of Constructional Steel Research, Greece, n.60, p.1213-1225.
- SURESH, S. (1998). **Fatigue of materials.** 2.ed. Cambridge: Cambridge University Press. 679p.
- VASUDEVAN, A.K.; SADANANDA, K.; GLINKA, G. (2001). **Critical parameters for fatigue damage.** International Journal of Fatigue, USA, n.23, p.39-53.
- YANG, Y.B.; LIAO, S.S.; LIN, B.H. (1995). **Impact Formulas for Vehicles Moving Over Simple and Continuous Beams.** Journal of Structural Engineering – ASCE, vol.121, n.11, p.1644-1650.

ANEXO A

ANEXO A – RESULTADOS DA ANÁLISE EXPERIMENTAL

A.1. REGISTROS DA VIBRAÇÃO LIVRE

Foram realizados dois registros de 64 s de duração, com a resposta da estrutura à excitação produzida por uma ou duas pessoas saltando sobre a ponte. O procedimento de trabalho e uma tabela com o resumo dos resultados estão apresentados no item 5.8. As figuras (A.1) a (A.10) apresentam os registros, espectros e RDs.

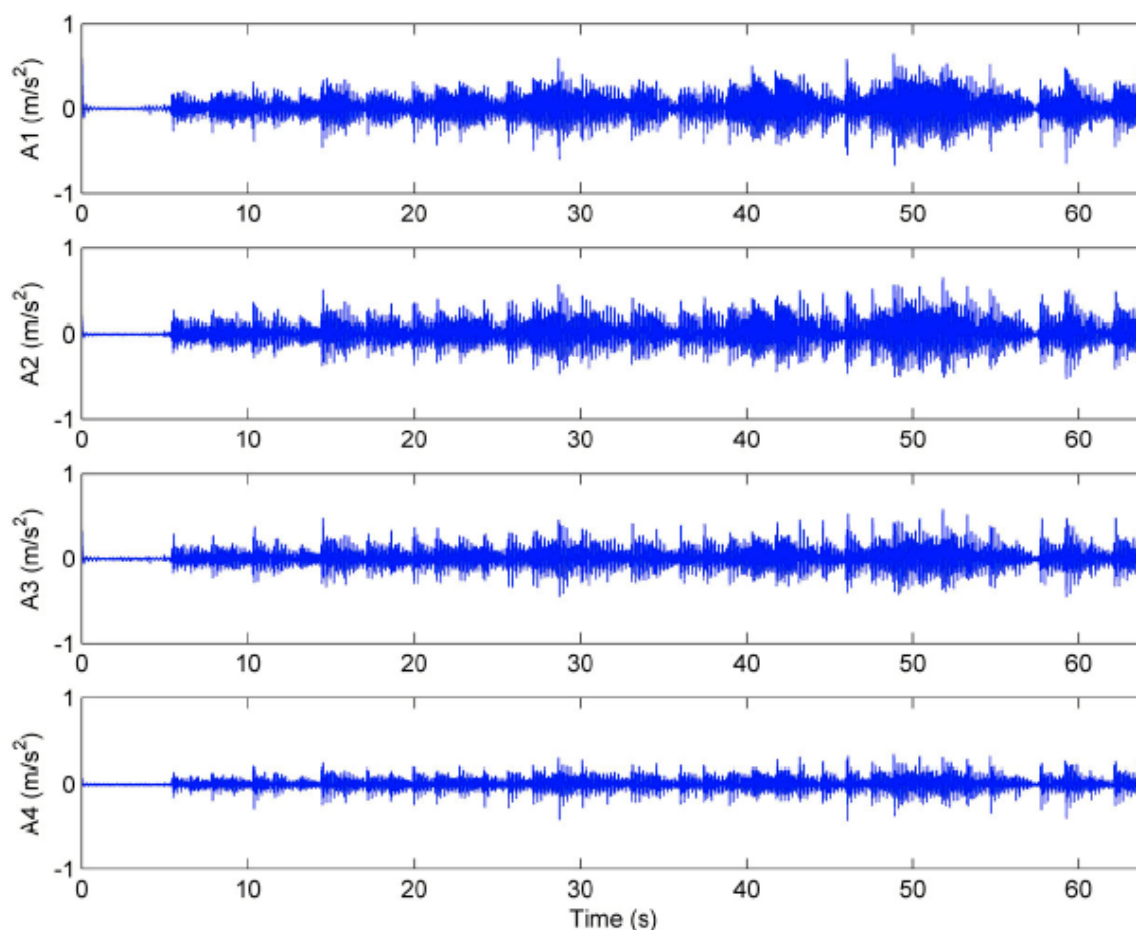


Figura (A.1) – Registros de aceleração para uma pessoa saltando no centro do vão.

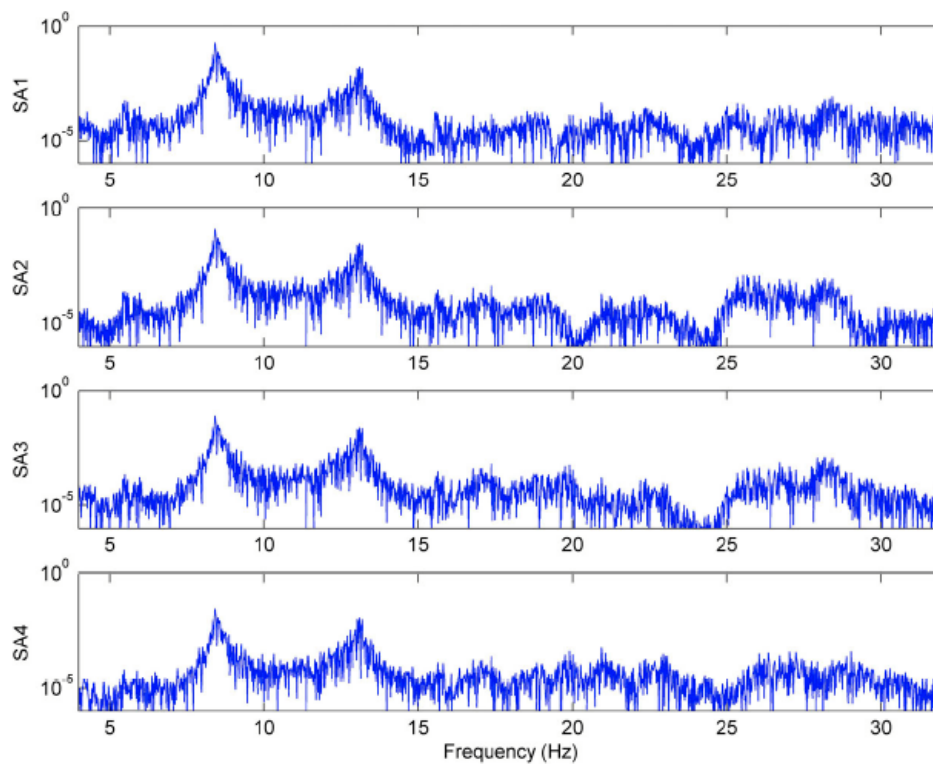


Figura (A.2) – Espectros dos registros de aceleração para uma pessoa saltando.

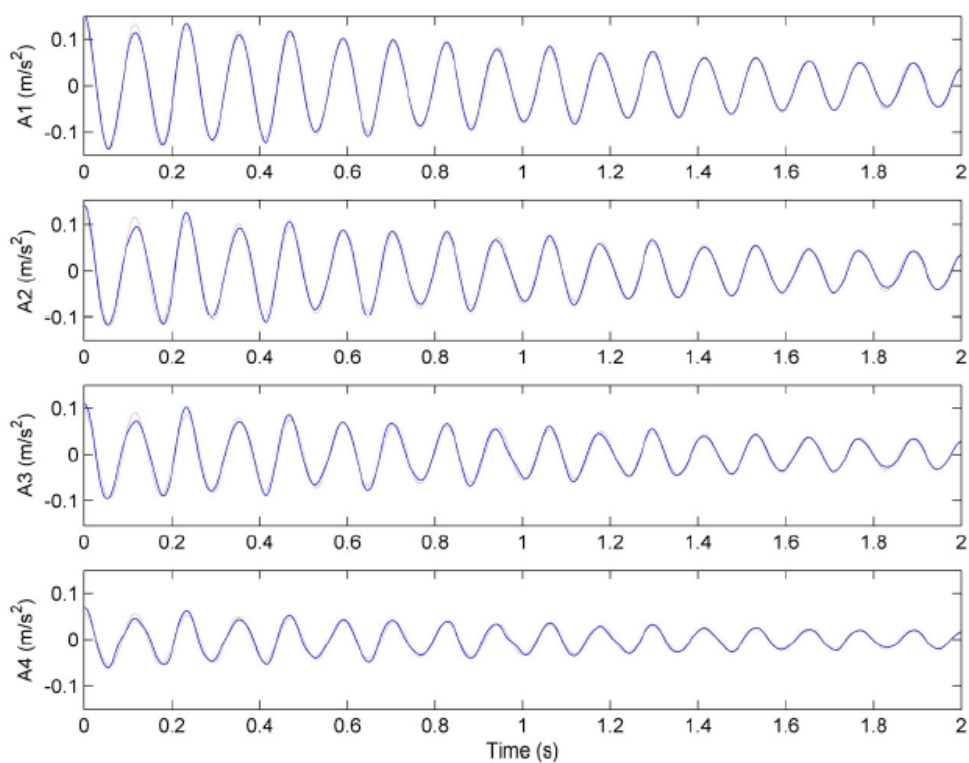


Figura (A.3) – RD sobre os registros de aceleração para uma pessoa saltando.

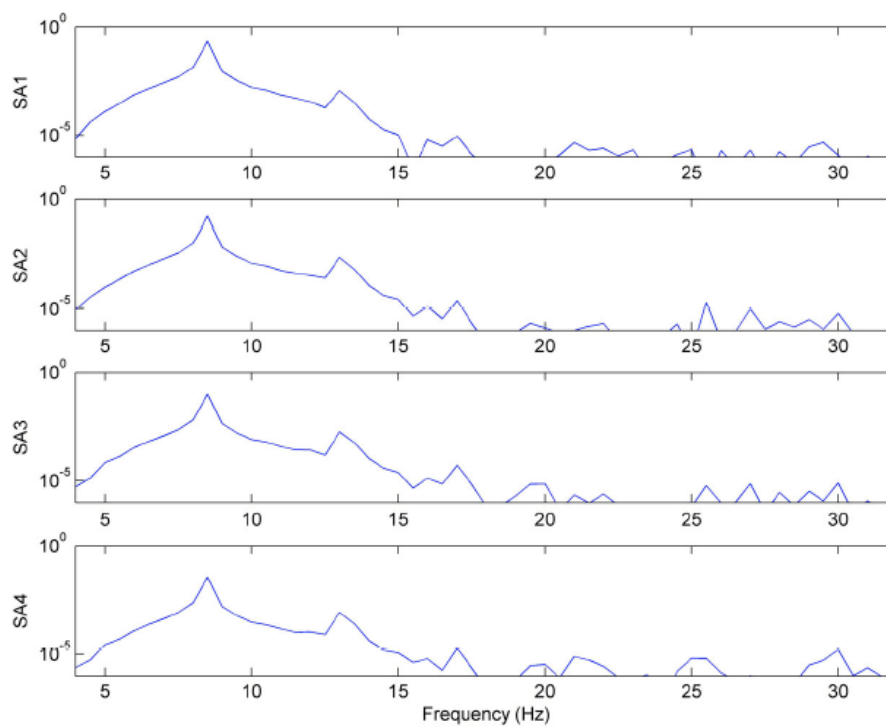


Figura (A.4) – Espectros dos RD dos registros de aceleração para uma pessoa saltando.

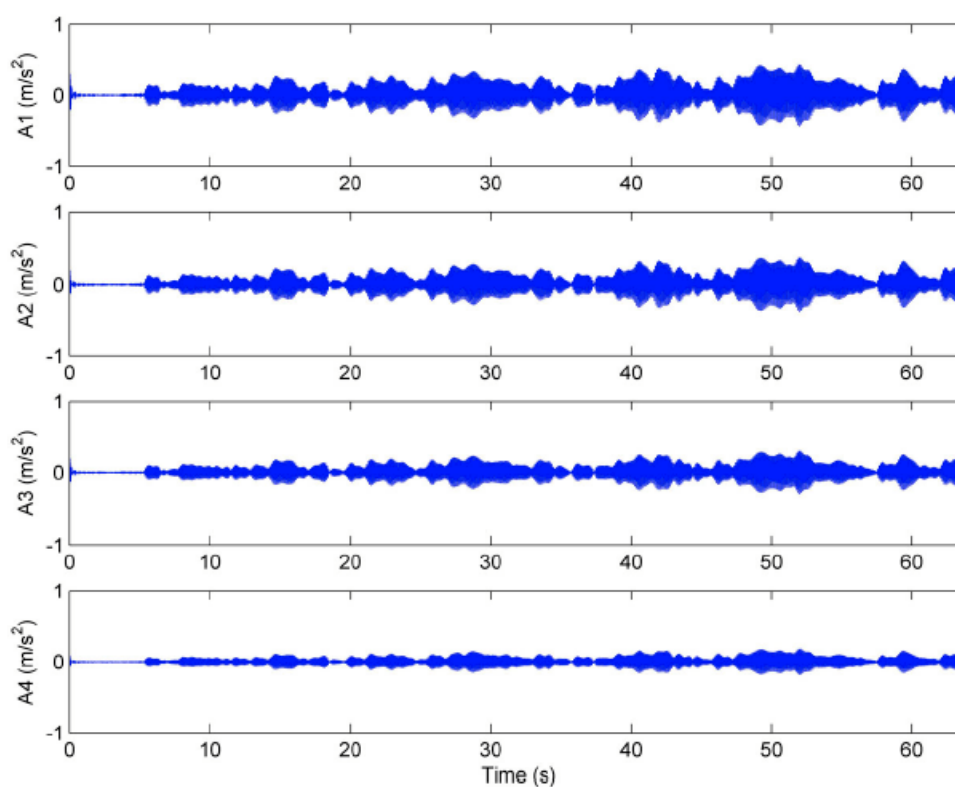


Figura (A.5) – Registros de aceleração para uma pessoa saltando no centro do vão, filtrados 7 a 10 Hz.

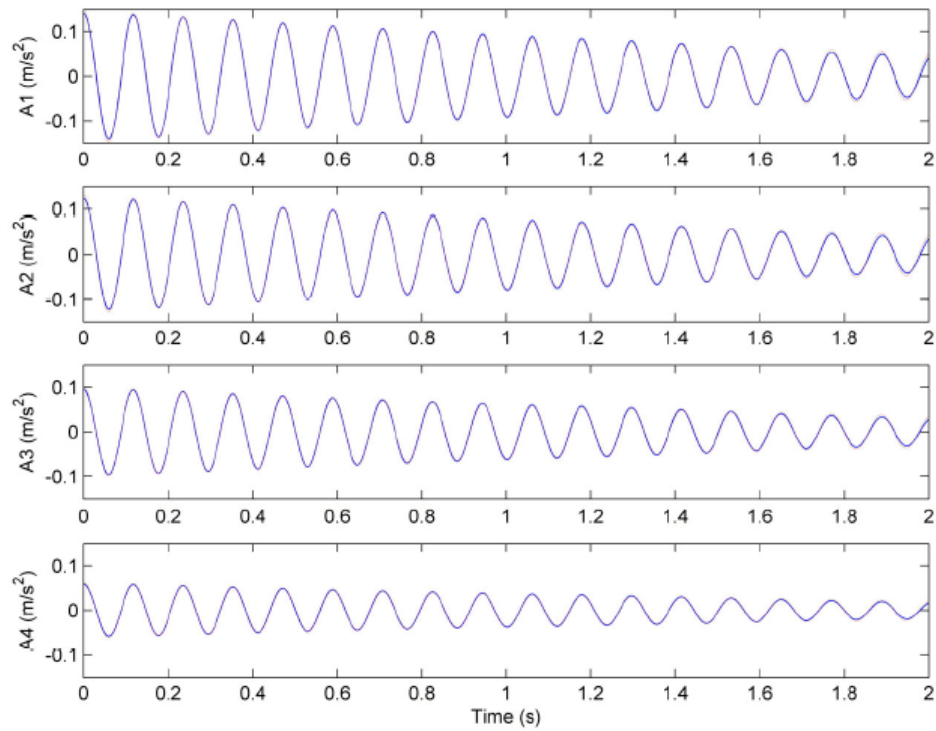


Figura (A.6) – RD sobre os registros de aceleração para uma pessoa saltando no centro do vão, filtrados 7 a 10 Hz.

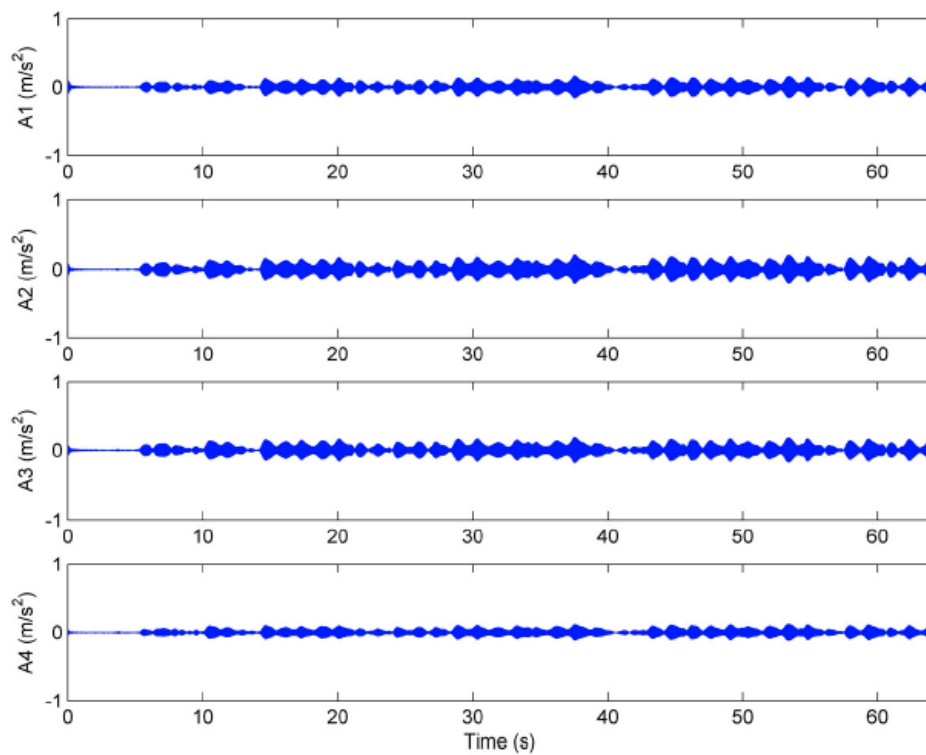


Figura (A.7) – Registros de aceleração para uma pessoa saltando no centro do vão, filtrados 12 a 15 Hz.

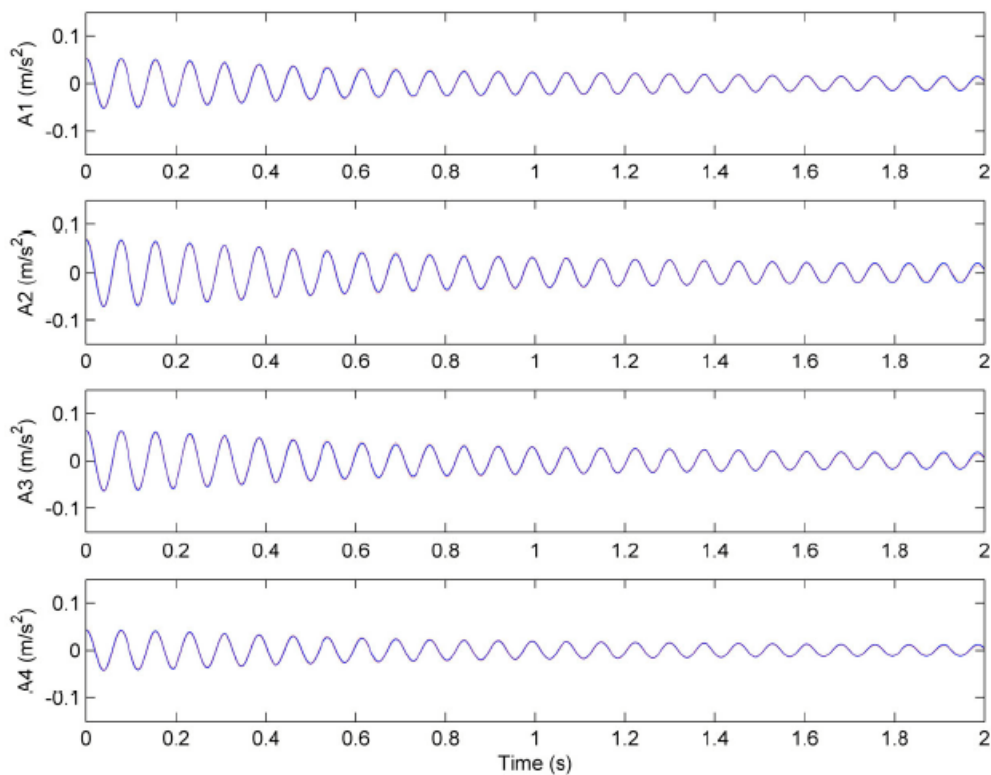


Figura (A.8) – RD sobre os registros de aceleração para uma pessoa saltando no centro do vão, filtrados 12 a 15 Hz.

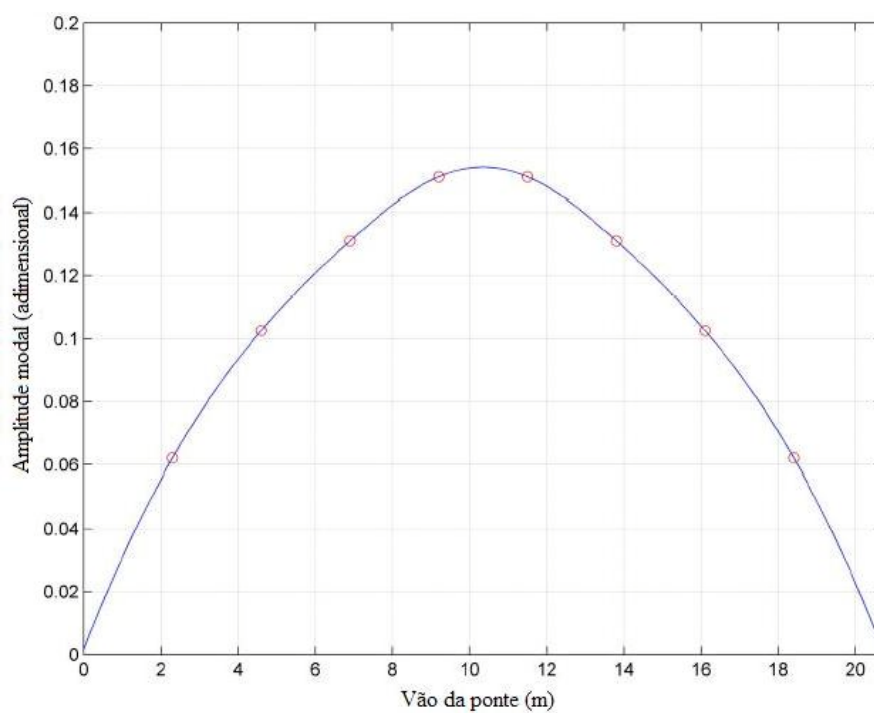


Figura (A.9) – Forma modal associada a frequência de 8,46 Hz, para uma pessoa saltando no centro do vão.

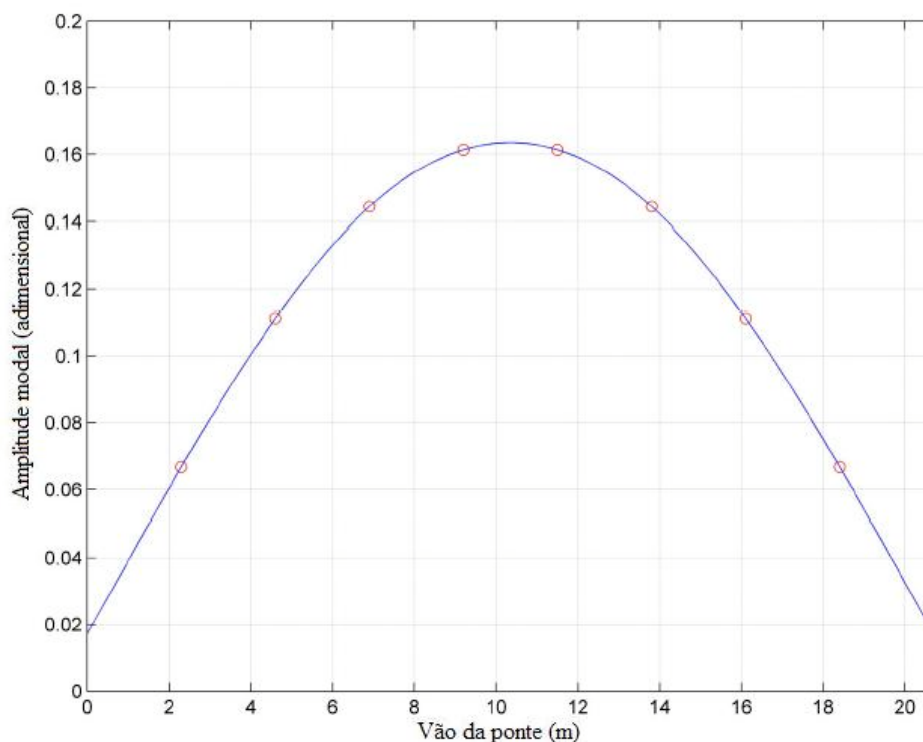


Figura (A.10) – Forma modal associada a frequência de 8,46 Hz, para duas pessoas saltando nos terços do vão.

Pelos resultados obtidos, pode-se se identificar claramente o primeiro modo de vibração livre da estrutura, com frequência de 8.47 Hz. Identificou-se também uma frequência notável em torno de 13 Hz, que contudo não pode ser associada a uma forma modal clara. Os dois ensaios, com uma ou duas pessoas saltando sobre a ponte, conduziram a praticamente a mesma forma modal e frequência de vibração livre associada. As formas modais com frequências mais altas, como o segundo modo em flexão, não puderam ser identificadas a partir da excitação produzida com pessoas saltando.

O amortecimento estrutural no primeiro modo está em torno de 1% do crítico. O valor de 0.4% obtido no ensaio com duas pessoas saltando deve ser desconsiderado, pois na tentativa de se excitar um modo mais alto os saltos foram produzidos com a maior frequência possível. Isso contudo provavelmente teve efeito adverso na eficiência no algoritmo de RD.

B.2 REGISTROS DA PASSAGEM DA COMPOSIÇÃO

As figuras (A.11) a (A.16) apresentam os registros obtidos e os seus correspondentes espectros.

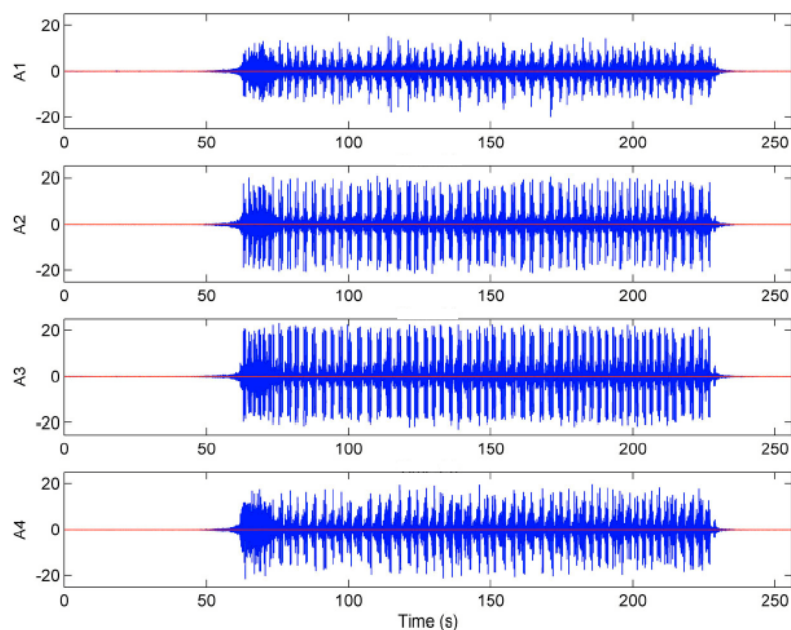


Figura (A.11) – Registros de aceleração durante a passagem de uma composição.

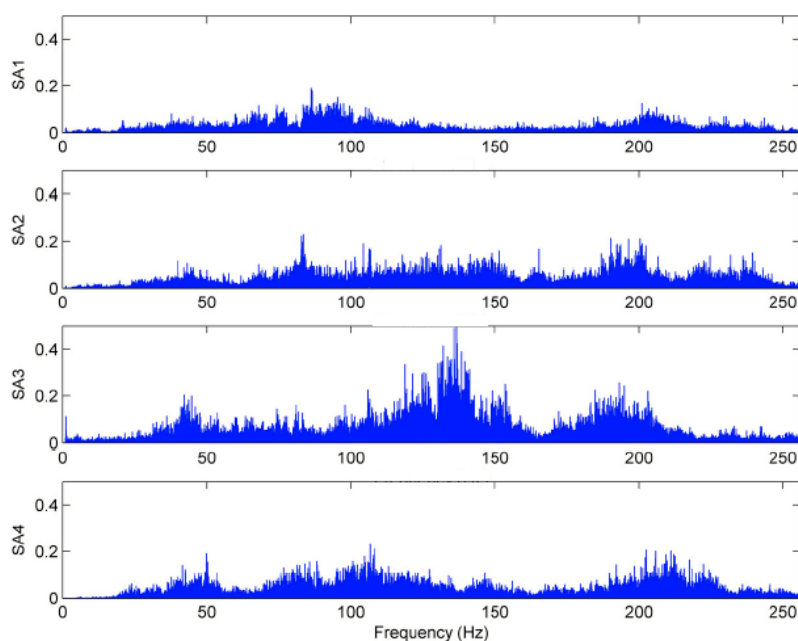


Figura (A.12) – Espectro dos registros de aceleração durante a passagem de uma composição.

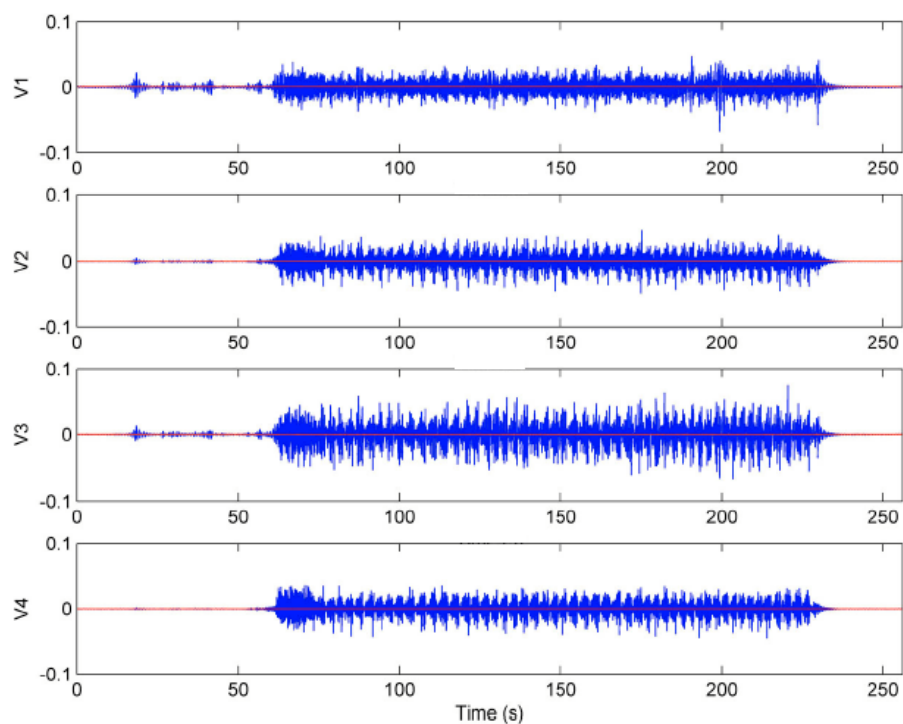


Figura (A.13) – Registros de velocidade durante a passagem de uma composição, obtidos por integração.

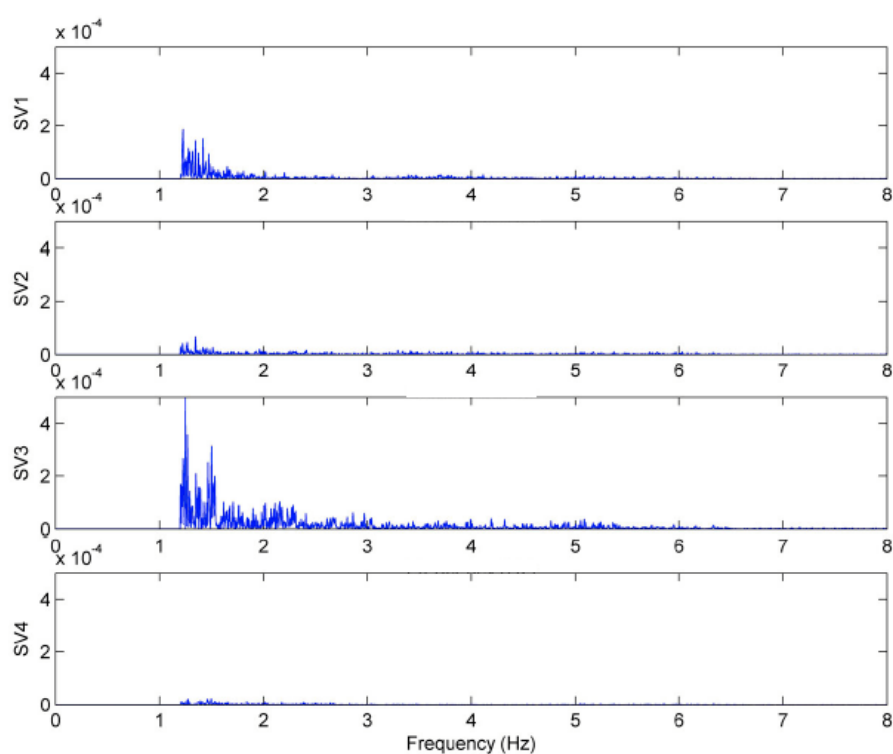


Figura (A.14) – Espectro dos registros de velocidade durante a passagem de uma composição.

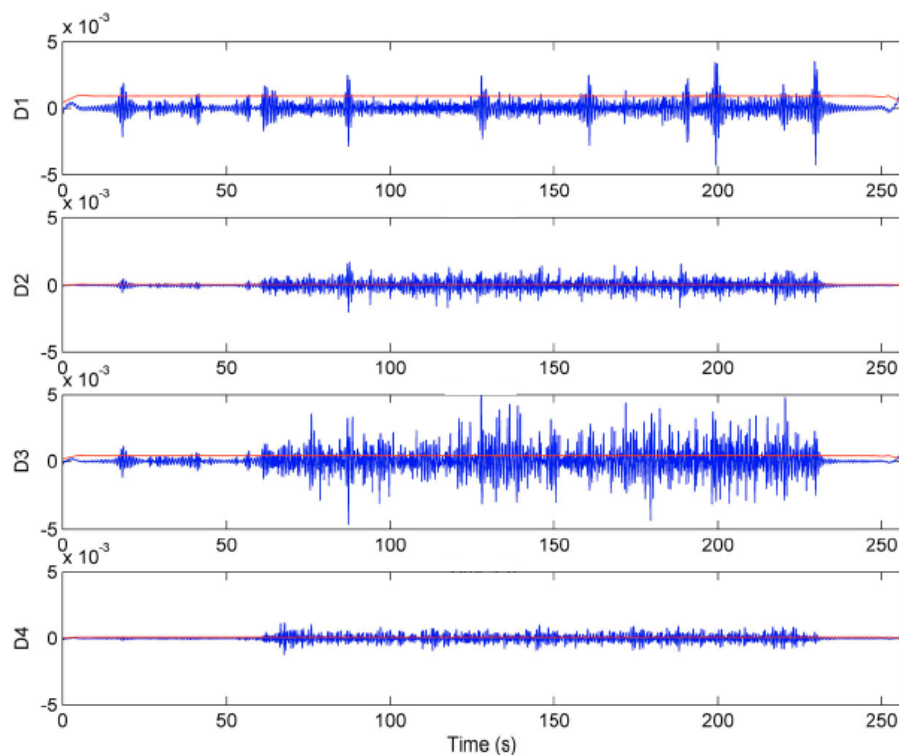


Figura (A.15) – Registros de deslocamento durante a passagem de uma composição, obtidos por integração.

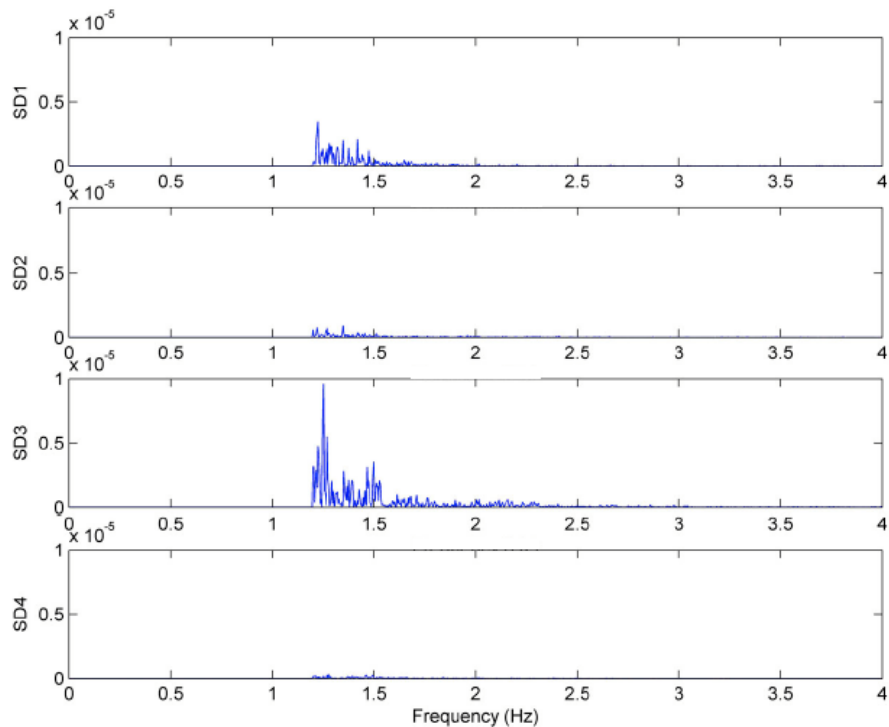


Figura (A.16) – Espectro dos registros de deslocamento durante a passagem de uma composição.

ANEXO B

ANEXO B – SEÇÕES DOS GRUPOS DE PROPRIEDADES

Apresentam-se a seguir as seções transversais correspondentes aos grupos de propriedades 1 a 21 correspondentes a ponte modelada no estudo de caso apresentado no capítulo 5. As figuras (B.1.Grupo 1) a (B.1.Grupo 5) ilustram as seções transversais usadas nos banzos superior e inferior das vigas treliçadas. As figuras (B.2.Grupo 6) a (B.2.Grupo 10) ilustram as seções transversais usadas nas contra-diagonais das vigas treliçadas. As figuras (B.3.Grupo 11) a (B.3.Grupo 15) ilustram as seções transversais usadas nas diagonais das vigas treliçadas. A figura (B.4.Grupo 16) ilustra a seção transversal usada nas longarinas. As figuras (B.5.Grupo 17) e (B.5.Grupo 18) ilustram as seções transversais usadas nas transversinas. As figuras (B.6.Grupo 19) e (B.6.Grupo 20) ilustram as seções transversais usadas nos montantes de cabeceira e montantes intermediários.

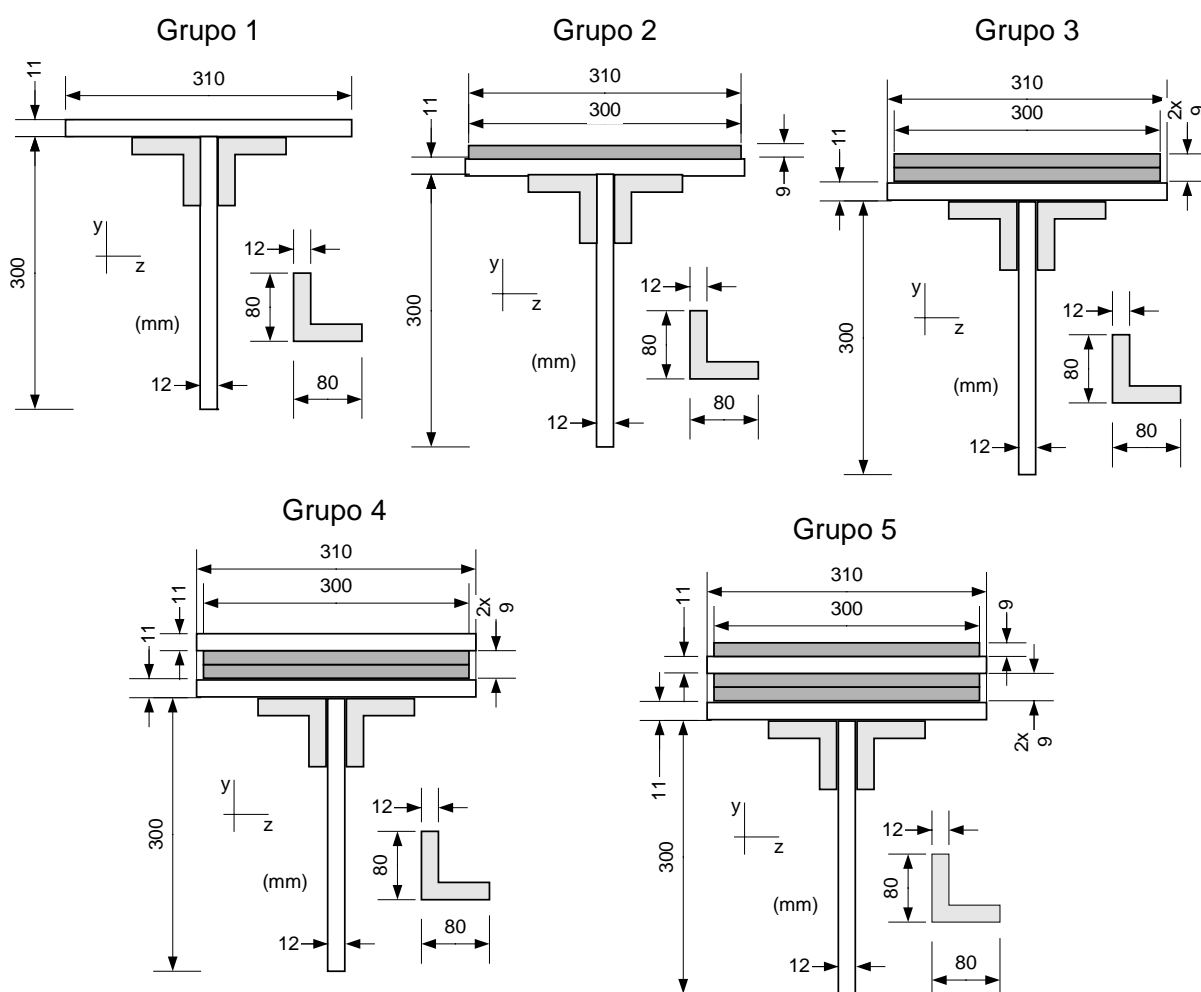


Figura (B.1) – Seções transversais correspondentes aos grupos de propriedades 1 a 5.

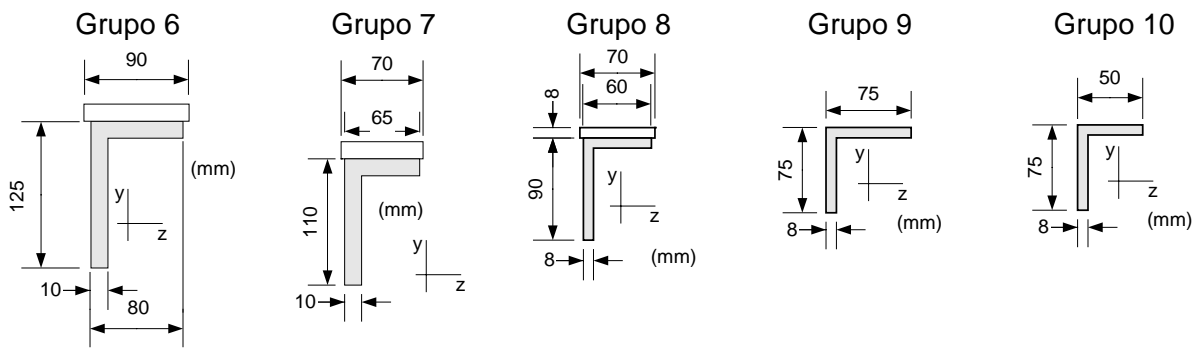


Figura (B.2) - Seções transversais correspondentes aos grupos de propriedades 6 a 10.

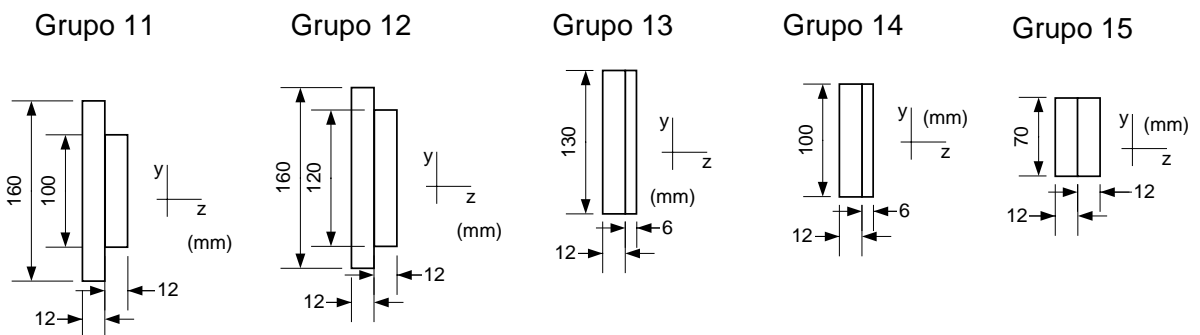


Figura (B.3) - Seções transversais correspondentes aos grupos de propriedades 11 a 15.

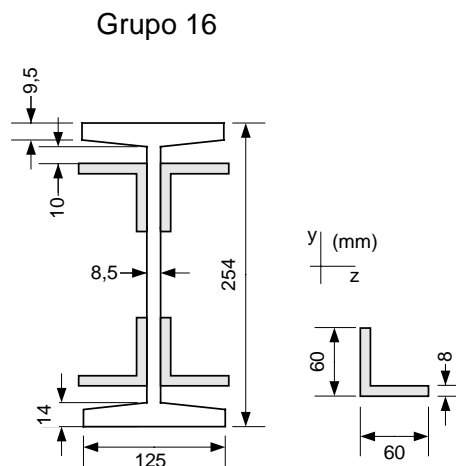


Figura (B.4) – Seção transversal correspondente ao grupo de propriedades 16.

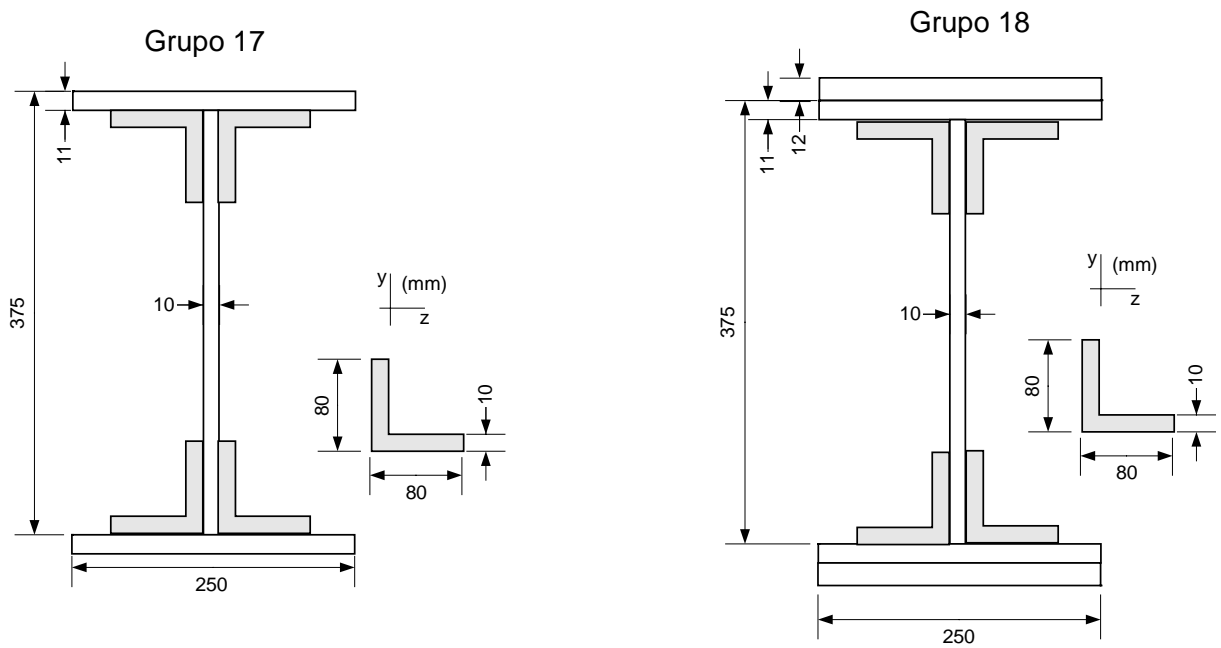


Figura (B.5) – Seções transversais correspondentes aos grupos de propriedades 17 e 18.

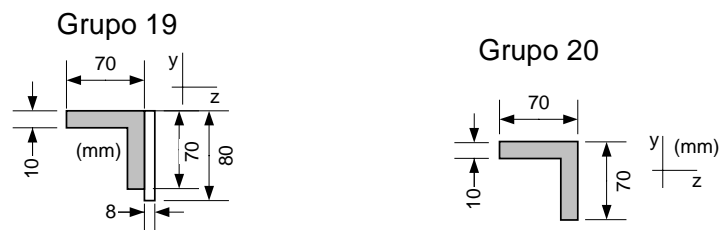


Figura (B.6) – Seções transversais correspondentes aos grupos de propriedades 19 e 20.

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)