

**ANÁLISE DA FADIGA EM PONTES FERROVIÁRIAS DE CONCRETO
PROTENDIDO**

YURI MAGALHÃES CUNHA

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO
EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

FACULDADE DE TECNOLOGIA

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA - DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL**

**ANÁLISE DA FADIGA EM PONTES FERROVIÁRIAS DE CONCRETO
PROTENDIDO**

YURI MAGALHÃES CUNHA

ORIENTADOR: ANTÔNIO CARLOS DE OLIVEIRA MIRANDA

CO ORIENTADOR: PAULO CHAVES DE REZENDE MARTINS

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM
ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

PUBLICAÇÃO: E.DM – 17A/13
BRASÍLIA/DF: OUTUBRO - 2020

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA - DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL

ANÁLISE DA FADIGA EM PONTES FERROVIÁRIAS DE CONCRETO
PROTENDIDO

YURI MAGALHÃES CUNHA

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADA POR:

Prof. Antônio Carlos de Oliveira Miranda, D. Sc. (UnB)
(Orientador)

Prof. Paulo Chaves de Rezende Martins, Dr. ECP. (UnB)
(Co orientador)

Prof. Luís Augusto Conte Mendes Veloso, D. Sc. (UnB)
(Examinador Externo)

Prof. Benjamin Ernani Diaz, Dr. Ing. (UFRJ)
(Examinador Externo)

BRASÍLIA/DF, 23 DE OUTUBRO DE 2020

FICHA CATALOGRÁFICA

CUNHA, YURI MAGALHÃES

Análise da Fadiga em Pontes Ferroviárias de Concreto Protendido [Distrito Federal] 2020. xvii, 156p, 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2020).

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Pontes
2. Fadiga
3. Modelagem numérica
4. Análise Experimental

I. ENC/FT/UnB

II. Título (Mestre)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

CUNHA, Y. M. (2020). **Análise de fadiga em pontes ferroviárias de concreto protendido. Dissertação de mestrado em estruturas e construção civil, PUBLICAÇÃO E.DM – 17^a/13**, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 156p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Yuri Magalhães Cunha.

TÍTULO: Análise de Fadiga em Pontes Ferroviárias de Concreto Protendido.

GRAU: Mestre

ANO: 2020

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Yuri Magalhães Cunha

Asa Sul, SQS 402, Bloco J, Apartamento 201.

70.236-100 Brasília – DF – BRASIL.

AGRADECIMENTOS

Na vida acadêmica:

À Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, EE-UFRJ, pelo ensino público. Ao Professor Roberto de Oliveira pelo exemplo de pessoa. À Professora Maria Cascão Ferreira de Almeida, pelo primeiro estágio, pelo intercâmbio em Portugal, apresentações nas semanas de engenharia, entre tantas outras coisas. Ao Professor Otto Correa Rotunno Filho, pela primeira bolsa na UFRJ, no PET-CIVIL, pelos primeiros congressos da minha vida. À Professora Claudia Ribeiro Éboli, pelas caronas e conversas na linha vermelha, além do gosto pelo concreto. Ao professor Luiz Eloy, pelo churrasco na sua casa que jamais será esquecido, pelas aulas de MEFI, Confiabilidade, etc. Ao professor Silvio de Souza Lima por estabelecer os padrões altos e tirar de mim só o melhor, desde a cadeira de Análise I. Aos professores Francisco José Costa Reis e Fernando Celso Uchoa Filho, pela introdução às pontes. Ao professor Bernardo Golebiowsky pelo começo na NORONHA. Aos professores Ricardo Valeriano Alves, Flavia Moll e Mayra, pelo apreço ao concreto protendido. Ao professor Sérgio Hampshire, eterno orientador, pela calma durante os tempos difíceis. Ao professor Benjamin Ernani Diaz, pelas diversas indicações de emprego, principalmente pelo ingresso na Arte Pontes.

À Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília, que me acolheu quando o mestrado estava longe. Ao professor Luciano por toda a matemática. Ao professor Paulo Chaves de Rezende Martins, pelas lições de reologia e concreto protendido. Ao meu orientador, professor Antônio Carlos de Oliveira Miranda, por estender a mão a um desconhecido e fazer a minha vida na UNB possível, por me apresentar um novo campo de conhecimento e outros professores dos quais tive o prazer de conviver.

Na vida profissional:

A todos os profissionais, colegas de profissão, com quem tive contato na Arte Pontes, Beton e Valec. Com toda certeza vocês ajudaram na caminhada até aqui.

Ao meu primeiro chefe na Arte Pontes Consultorias e Projetos, professor de pontes da Universidade Federal Fluminense, Sérgio Marques Ferreira de Almeida, por me fazer engenheiro na prática e me tirar o medo das grandes estruturas. Por todas as histórias compartilhadas sobre o passado da engenharia nacional, e pelas lições nos 4 anos em que trabalhamos juntos diariamente, tentando de alguma forma me mostrar que ele também, assim como meus professores da UFRJ, é grandes projetistas de pontes.

À minha amiga Tamara Carvalho Freire, ao seu pai Augusto Cesar Carvalho Freire e seus sócios pelo segundo emprego, na Beton Stahl, quando tudo pareceu obscuro pela primeira vez. Pela oportunidade de continuar trabalhando com pontes e me apresentarem um pouco das obras de terra, metálicas e portuárias. Ao Vitor e Gustavo pela oportunidade de trabalhar em projetos tão interessantes como a Ponte do Rio Tocantins e a BR-163.

À VALEC e a todos os colegas de trabalho que me resgataram no começo da crise, me deram esperanças e continuidade na profissão. Além do contato com os melhores projetistas de pontes nacionais e internacionais. Foi na autarquia pública, com toda experiência acumulada, onde foi possível entender a real função de um bom fiscal (analista) de OAE.

Na vida pessoal:

Aos meus pais, pelo estudo. A minha irmã, pela companhia. E a todos meus amigos que de alguma forma estiveram comigo durante todo esse tempo.

“É a viga, é o vão, festa da cumeeira (...)
É um passo, é uma ponte (...)
É pau, é pedra, é o fim do caminho
No rosto um desgosto, é um pouco sozinho”

Tom e Elis – Águas de março

RESUMO

ANÁLISE DA FADIGA EM PONTES FERROVIÁRIAS DE CONCRETO PROTENDIDO

Autor: Yuri Magalhães Cunha

Orientador: Antônio Carlos de Oliveira Miranda

Co orientador: Paulo Chaves de Rezende Martins

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil – Universidade de Brasília
Brasília, outubro de 2020

Este trabalho apresenta um estudo numérico da fadiga em pontes ferroviárias da tipologia mais existente na Ferrovia Norte-Sul (FNS). São apresentados os conceitos básicos da fadiga, com auxílio das curvas S-N e da mecânica da fratura. Também é apresentado um resumo dos normativos americanos (Arema e AASHTO), europeus (Eurocode e fib2010) e brasileiros (NBR 6118) acerca da verificação da fadiga em projetos de pontes. É dada a ênfase nos métodos baseados nas curvas S-N. Os modelos numéricos utilizados foram calibrados com séries temporais de pontes instrumentadas da Estrada de Ferro de Carajás. Veloso (2018) obteve medições de deformações no concreto e aço das armaduras quando da passagem dos trens. Com base nesses dados, são elaborados modelos estruturais em elementos finitos (MEF) no programa CSI Bridge para estudo da fadiga das pontes da FNS. Para estimar o efeito da fadiga nas pontes estudadas, são aplicados os conceitos presentes nos normativos internacionais, assim como aqueles presentes na NBR 6118:2014. São apresentadas as metodologias para avaliação da fadiga por fórmulas simplificadas com nível de tensão única, bastante úteis principalmente em fases de estudo preliminar e projeto básico. Também são apresentadas as verificações com o cálculo da vida útil através da contabilização de ciclos de tensões de amplitudes variáveis, obtidos de séries temporais produzidas por um tráfego compatível com pontes de carga para tráfego pesado (minério de ferro). Os ciclos foram contabilizados com auxílio do método “Rainflow” através de um programa em Fortran e as curvas de resistência S-N dos códigos foram corrigidas com auxílio do método de Goodman para avaliar tensões com médias diferentes de zero.

Palavras-chave: ponte; fadiga; concreto protendido; vida útil.

ABSTRACT

FATIGUE ANALYSIS OF RAILWAY PRESTRESSED CONCRETE BRIDGES

Author: Yuri Magalhães Cunha

Supervisor 1: Antônio Carlos de Oliveira Miranda

Supervisor 2: Paulo Chaves de Rezende Martins

Pos Graduate Program in Structure and Civil Construction - University of Brasília

Brasília, February of 2020

This work presents a numerical study about fatigue in railway bridges of a kind that it's most present in Brazilian railway system at North-South Railway (NSR). Basic concepts of fatigue are presented with respect to S-N curves and fracture mechanics. It also presents some aspects regarding American normative (Arema and AASHTO), European normative as (Eurocode and fib2010) and also Brazilian normative (NBR 6118) regarding fatigue verification on bridges. Emphasis is given in S-N curves-based methods. Numerical models used were calibrated with temporal series of results from instrumented bridges of Carajás railway. Veloso (2018) measured deformations on concrete e steel reinforcement caused by train passage. With this data, structural models were elaborated using finite element method (FEM) in CsiBridge to study fatigue on NSR bridges. To estimate fatigue effects on bridges, it is applied methods of verification presented in international normative as well as NBR 6118:2014. The methods presented here are based and simplified formulations for a single level of stress, a very practical way for preliminary studies. It also presents verifications that calculate the useful life as effects of variables stress cycles, obtained from temporal series produced by heavy weight traffic compatible with iron transportation. Rainflow method of calculation cycles is used with Fortran format code and S-N curves were modified by Goodman equation to compute the requested design life.

Keywords: *bridge; fatigue; prestressed concrete; life cycle.*

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Vida útil de projeto – Adaptado: EN1990.	40
Tabela 3.2 – Dados para aço passivo – FIB 2010.	50
Tabela 3.3 – Dados para aço ativo – FIB 2010.	50
Tabela 3.4 – Composições de tráfego pesado para verificação da fadiga – EN 1991-2 2003 – Anexo D	57
Tabela 3.5 – Dados para aço passivo – NP EN 1992-1-1 2010.	60
Tabela 3.6 – Dados para aço de protensão – NP EN 1992-1-1 2010.	60
Tabela 3.7 – coeficiente $\lambda_{(S,1)}$ para fadiga anexo NN – EN 1992 -2	65
Tabela 3.8 – coeficiente para fadiga anexo NN – EN 1992 -2.	68
Tabela 3.9 – Coeficientes para fadiga NBR 6118.	70
Tabela 3.10 – Coeficientes para fadiga NBR 8681.	70
Tabela 3.11 – Parâmetros de resistência a fadiga - NBR 6118.	72
Tabela 3.12 – Parâmetros curvas S-N - NBR 6118.	73
Tabela 3.13 – Combinações de ações e coeficientes para fadiga – AASHTO 2012 x AASHTO2017.	76
Tabela 3.14 – Coeficiente de impacto – AASHTO.	77
Tabela 5.1 – Frota da Estrada de Ferro Carajás – Vale – VELOSO (2018).	92
Tabela 5.2 – Amortecimento em modelos para projeto - Eurocode.	96
Tabela 6.1 – Alturas das Vigas Ferroviárias – TB-360.	101
Tabela 6.2 – Verificação a fadiga pelo CEB – Aço passivo tração – Resumo.	114
Tabela 6.3 – Verificação a fadiga pelo CEB – Aço ativo – Resumo.	115
Tabela 6.4 – Verificação a fadiga pelo CEB – Concreto comprimido – Resumo.	115
Tabela 6.5 – Verificação a fadiga pelo CEB – Concreto tracionado – Resumo.	116
Tabela E.1 – Vida útil dos cabos protendidos (anos) de pontes ferroviárias especializadas com consideração de impacto e coeficientes de minoração das resistências.	149

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Fluxograma de previsão do comportamento à Fadiga – Adaptado: Miranda (2010).	17
Figura 1.2 - Exemplos de cargas devidas aos trens e aplicadas nas pontes.	19
Figura 2.1 - Tipos de solicitações dinâmicas – Adaptado: Dynamics of Structures – Ray W. Clough, Joseph P.	25
Figura 2.2 – Equipamentos de aquisição de dados – Adaptado: VELOSO (2018).	26
Figura 2.3 – Modos de abertura da trinca no MFLE.	28
Figura 2.4 – Campo de tensão na vizinhança de uma trinca.	28
Figura 2.5 – Curvas S-N – Linearização das curvas em escala logarítmica e propagação da trinca na seção.	31
Figura 2.6 – Método Espectral – Ciclos contabilizados em função dos “ <i>upcrossings</i> ”.	32
Figura 2.7 – Método <i>Rainflow</i> – ciclos fechados de histerese (tensão-deformação), considerando plastificação.	33
Figura 2.8 – Método <i>Rainflow</i> – analogia com a gota de chuva e contagem de meios ciclos em ciclos inteiros – Adaptado: Branco (1986).	34
Figura 2.9 – Método do reservatório – Contabilização de ciclos de amplitudes variáveis.	35
Figura 2.10 – Espectro de tensões ou histograma de frequência da amplitude de tensão - Comparação de resultados métodos de contagem de ciclos.	35
Figura 3.1 – Níveis de verificação de fadiga CEB.	42
Figura 3.2 – Curvas S-N para o concreto a compressão pura – FIB 2010.	47
Figura 3.3 – Curvas S-N para o concreto à tração – FIB 2010.	49
Figura 3.4 – Curvas S-N para o aço em escala vertical logarítmica – FIB 2010.	51
Figura 3.5 – Curvas S-N para o aço – FIB 2010.	52
Figura 3.6 – Trens Tipo padrões para análise estática, análise preliminar e método do coeficiente λ – EN 1991-2.	53
Figura 3.7 – Composições para verificação da fadiga 1 – EN 1991-2 2003 – Anexo D.	58
Figura 3.8 – Composições para verificação da fadiga 2 – EN 1991-2 2003 – Anexo D.	59
Figura 3.9 – Curvas S-N para o aço em escala vertical logarítmica – NP EN 1992-1-1 2010.	61
Figura 3.10 – Curvas S-N para o aço – NP EN 1992-1-1 2010.	61
Figura 3.11 – Trem-tipo NBR 7189:1985.	69
Figura 3.12 – Curvas S-N para o aço em escala vertical logarítmica – NBR 6118:2014.	74
Figura 3.13 – Curvas S-N para o aço – NBR 6118:2014.	75
Figura 3.14 – Trem-tipo Cooper E80 – AREMA	79
Figura 4.1 – CSiBridge – modelo de tabuleiro de ponte.	80
Figura 4.2 – Diferença no eixo das vigas – CSiBridge.	83
Figura 4.3 – Diferença de deslocamentos dos modelos – peso próprio vão 20 metros – Csi/Bridge.	83
Figura 4.4 – Eixos locais do elemento de barra – Fonte: Manuais CSiBridge.	84
Figura 4.5 – Eixos locais para o elemento finito de área de 4 nós – Fonte: Manuais CSiBridge.	85
Figura 4.6 – Diversos modelos para tabuleiro de pontes – CSiBridge.	87
Figura 4.7 – Reações de apoio – CSiBridge – kN, kN.m.	87
Figura 4.8 – Esforços diversos obtidos através das “ <i>section cut</i> ” – CSiBridge.	87
Figura 4.9 – Modelo para superestrutura paramétrico utilizando o “ <i>Bridge Object</i> ” – CsiBridge	88
Figura 4.10 – Esforços e flexão obtidos com o “ <i>Bridge Object</i> ” – CSiBridge.	88

Figura 4.11 – Modelo global para pontes– CSiBridge.	89
Figura 5.1 – Vista geral do Viaduto sobre CFN 1ª travessia VELOSO (2018).	91
Figura 5.2 – Sistema estrutural do viaduto VELOSO (2018).	91
Figura 5.3 - Seção Transversal do viaduto VELOSO (2018).	92
Figura 5.4 - Locomotiva DASH-9, unidades em mm. Fonte: VALE.	92
Figura 5.5 - Vagão GDT, unidades em mm. Fonte: VALE.	93
Figura 5.6 – Modelo Estrutural em elementos de barras extrudado - OAE 01 – MODELO 1.	93
Figura 5.7 – Seção Transversal – propriedades geométricas – CSiBridge.	94
Figura 5.8 – Momento Fletor ($M_{max}=2840kN.m$) devido ao peso próprio no elemento de barra.	94
Figura 5.9 – Modos de vibração – períodos e frequências para análise modal.	95
Figura 5.10 – Definição da carga móvel 1.	96
Figura 5.11 – Definição da carga móvel 2.	96
Figura 5.12 – amortecimento adicional para consideração veículo-estrutura.	97
Figura 5.13 – Séries temporais de momentos fletores meio do vão (Carvalho Neto e Veloso, 2014) – Escala Vertical em kNm e horizontal segundos x 10.	98
Figura 5.14 – Séries temporais obtidas com o MODELO 1.	99
Figura 6.1 – Ponte ferroviária atual padrão – VALEC.	100
Figura 6.2 – Modelo 2 – CSiBridge	102
Figura 6.3 – Seções transversais – MODELO 2.	102
Figura 6.4 – Propriedades dos materiais – MODELO 2.	103
Figura 6.5 – Propriedades dos cabos – MODELO 2.	103
Figura 6.6 – Reações de apoio para peso próprio – MODELO 2.	104
Figura 6.7 – Esforços principais de peso próprio – MODELO 2.	104
Figura 6.8 – Forças de protensão nos cabos – MODELO 2.	105
Figura 6.9 – Momentos fletores sem força nos cabos – <i>Moving Load</i> (envoltória de casos estáticos) x <i>Vehicle Live</i> (análise não linear com velocidade de 10m/s) – MODELO 2.	106
Figura 6.10 – Tensões de flexão no aço passivo para combinação característica (com coeficiente de impacto) de serviço – TB – 360 – Vão de 20 metros – Envoltórias de máximos e mínimos ao longo do vão. Unidades indicadas (kN, m, C).	107
Figura 6.11 – Tensões de flexão no aço passivo para combinação característica (com coeficiente de impacto) de serviço – COOPER E80 – Vão de 20 metros – Envoltórias de máximos e mínimos ao longo do vão. Unidades indicadas (kN, m, C).	108
Figura 6.12 – Tensões de tração no cabo de aço ativo para combinação característica de serviço – TB – 360 – Vão de 20 metros – Envoltórias de máximos e mínimos ao longo do vão. Unidades indicadas (kN, m, C).	109
Figura 6.13 – Tensões de tração no cabo de aço ativo para combinação característica de serviço – COOPER E80 – Vão de 20 metros – Envoltórias de máximos e mínimos ao longo do vão. Unidades indicadas (kN, m, C).	110
Figura 6.14 – Tensões ao longo do tempo na laje comprimida na seção do meio do vão – Trem-tipo europeu TYPE12.	124
Figura 6.15 – Tensões ao longo do tempo na laje comprimida na seção do meio do vão – Trem-tipo COOPER E80.	125

Figura 6.16 – Composição menor – Força (kN) no cabo protendido tracionado – TB-360.	125
Figura 6.17 – Composição menor – Força (kN) no cabo protendido tracionado – Picos e Vales – TB-360.	126
Figura 6.18 – Composição menor – Força (kN) no cabo protendido tracionado – Reordenação – TB-360.	126
Figura 6.19 – Composição maior – Força (kN) no cabo protendido tracionado – Tb-360.	127
Figura 6.20 – Composição maior – Força (kN) no cabo protendido tracionado – Picos e Vales – TB-360.	127
Figura 6.21 – Composição maior – Força (kN) no cabo protendido tracionado – Reordenação – TB-360.	127
Figura 6.22 – Caso 1- ciclo fechado de amplitude $ AB $.	128
Figura 6.23 – Caso 2 – Ciclo fechado de amplitude $ AB $ mais trecho $ AC $.	128
Figura 6.24 – Caso 3 – ausência de ciclo fechado.	129
Figura 6.25 – Composição menor – Espectro de Forças (kN).	130
Figura 6.26 – Histograma de Forças (kN) – Composição menor.	131
Figura 6.27 – Composição maior – Espectro de Forças (kN).	131
Figura 6.28 – Histograma de Forças (kN) – Composição maior.	131
Figura A.1 – Tensões de flexão no concreto da laje (Topo – fibra superior) comprimida para combinação característica de serviço – TB – 360 – Vão de 20 metros – Envoltórias de máximos e mínimos ao longo do vão. Unidades indicadas (kN, m, C).	137
Figura A.2 – Tensões de flexão no concreto da laje (fibra inferior) comprimida para combinação característica de serviço – TB – 360 – Vão de 20 metros – Envoltórias de máximos e mínimos ao longo do vão. Unidades indicadas (kN, m, C).	137
Figura B.1 – Tensões de flexão nos cabos – TB-360 (unidades: m, s).	139
Figura B.2 – Tensões de flexão nos cabos – COOPER E80 (unidades: m, s).	140
Figura D.1 – Espectro de Forças (kN) – composição menor.	145
Figura D.2 – Histograma de Forças (kN) – composição menor.	145
Figura D.3 – Espectro de Forças (kN) – composição maior.	145
Figura D.4 – Histograma de Força (kN) – composição maior.	146
Figura E.1 – Espectro de forças (kN) no cabo – composição menor.	147
Figura E.2 – Curvas S-N para cabos curvilíneos em bainhas metálicas – Eurocódigo x CEB.	148
Figura E.3 – Tensão Alternada (σ_a) e variação de tensão ($\Delta\sigma$).	151
Figura F.1 – Desenhos viga protendida ferroviária – vão 30 metros.	152

LISTA DE SÍMBOLOS

P – Carga.

M – Massa, momento.

k – Mola.

c – Amortecimento.

x – Eixo das abscissas. Também pode ser a profundidade da linha neutra.

y – Eixo das ordenadas.

z – Terceiro eixo de definição das coordenadas cartesianas com orientação dextrogiro (regra da mão direita). Se x é o eixo horizontal, y é o vertical e z está saindo do papel. Z pode ser o braço de alavanca na flexão.

t – Tempo

J – Inércia de torção.

w_v – frequência da solicitação de carga móvel.

σ , S – tensão.

da – Taxa de crescimento da fissura.

n, N – Número de ciclos.

D – Dano.

i, k – Coeficientes de contagem.

ε – Deformação.

n – Relação entre o módulo de elasticidade de dois materiais.

E_s – Módulo elasticidade aço

E_c – Módulo elasticidade do concreto

A_s – Área de aço.

b_w – Largura da viga.

d – Distância da fibra superior a armadura na flexão.

JII – Inércia fissurada no estágio 2.

γ_{Ed} – Coeficiente de majoração das ações.

G – Cargas permanentes.

P – Protensão.

Q – Cargas características.

ψ_1 - Fator de redução de combinação frequente para o ELS.

η_c – Fator de redução de tensão no concreto a compressão.

$f_{cd,fat}$ – Tensão resistente de projeto no concreto para fadiga.

f_{ck} – Resistência característica do concreto a compressão aos 28 dias.

$\beta_{cc}(t)$ – Coeficiente que depende da idade do concreto na aplicação da carga da fadiga.

$\gamma_{c,fat}$ – Coeficiente de redução da resistência característica do concreto na fadiga.

$\beta_{c,sus}(t, t_0)$ – Coeficiente para levar em consideração cargas altas durante o carregamento. Na fadiga o CEB 2010 adota 0,85 para fadiga.

$\varphi(t, t_0)$ – Coeficiente de fluência.

φ – Coeficiente de amplificação dinâmica, coeficiente de impacto.

λ – Fator de equivalência de dano.

L – Vão.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	Histórico	18
1.2	Motivação	22
1.3	Objetivos.....	22
1.4	Organização do trabalho	23
2	FADIGA – CONCEITOS BÁSICOS	24
2.1	Mecânica da Fratura.....	27
2.2	Métodos das curvas S-N.....	29
2.3	Métodos de contagens de ciclos de tensão	31
2.4	Fadiga na flexão.....	36
3	FADIGA – NORMAS E CÓDIGOS MODELO	38
3.1	Fib CEB-FIP	43
3.2	Eurocódigos.....	50
3.3	NBR 6118.....	64
3.4	AASHTO	69
3.5	AREMA.....	72
4	MODELOS PARA ANÁLISE DE PONTES	74
4.1	Conceitos do programa SAP2000 e CSiBridge da CSI.....	77
4.2	Modelos isolados	79
4.3	Modelos completos	82
5	ESTUDO NUMÉRICO	84
5.1	Ponte VALE	84
5.2	Modelo estrutural.....	87
5.3	Comparação dos resultados.....	92
6	ANÁLISE DA FADIGA	94
6.1	Modelo estrutural.....	95
6.2	Verificações para ciclos com amplitudes constantes.....	101
6.3	Verificações para ciclos com amplitudes variáveis – espectros de tensões	115
7	CONCLUSÕES	125

1 INTRODUÇÃO

No ano de 2018, após a paralisação dos caminhoneiros e a extensão dos seus efeitos na economia brasileira, muito se questionou sobre o estado atual do sistema ferroviário nacional para uso de transporte de cargas no país. Entretanto, também foi questionado pelos órgãos de infraestrutura do país aspectos particulares do projeto de pontes ferroviárias principalmente em relação a verificação da fadiga do material. Isto é, a capacidade do material (consequentemente da estrutura) de resistir ao aumento de cargas cíclicas com aumento de tráfego decorrente da mudança de tráfego de carga.

A criação do trem é atribuída a Revolução Industrial, as primeiras máquinas à vapor e aos Ingleses. No Brasil o transporte de carga era feito no lombo dos burros em estradas carroçáveis do interior para os portos fluminenses de Paraty e Angra dos Reis. O governo brasileiro, teve importante papel no desenvolvimento do setor através de vantagens às empresas interessadas em investir, dentre eles se destaca o papel do Barão de Mauá, (1813-1889) patrono do Ministério dos Transportes. Em 30 de abril de 1854 é inaugurada por D. Pedro II a Estrada de Ferro Petrópolis que ligava Mauá a Fragoso, no Rio de Janeiro. Os 30.000 quilômetros de ferrovias existente no século passado continuam na mesma ordem de grandeza. Dessas, aproximadamente 20.000 estão sendo operados e utilizados efetivamente. A maior ferrovia de integração do país tem trechos em operação e outros em construção, a Ferrovia Norte-Sul (FNS). Ela é dividida entre tramo sul, central e tramo norte. Existe interesse chinês no escoamento de grãos com a Ferrogrão. Também existe interesse do governo brasileiro na ligação da Transnordestina a FNS e a Ferrovia de integração Oeste-Leste (FIOL).

No projeto de ferrovias uma das estruturas mais interessantes, complexas, e que apresentam desafios ao projetista, são as pontes ferroviárias. Elas se apresentam atualmente no Brasil, em sua maioria compostas por vãos isostáticos padronizados para 20, 25, 30 e 35 metros. Para vãos centrais da ordem de 50 a 110 metros, soluções em balanços sucessivos se apresentam como uma ótima solução do ponto de vista técnico, estético e econômico. Também existem estruturas mistas, treliçadas e caixões metálicos. As pontes estão submetidas a carregamentos cíclicos devido a diversos fatores: vento, som, passagem de carros e trens, obras próximas, explosões, passagens de equipamentos pesados, presença de máquinas, etc. Devido a isso as estruturas componentes das pontes apresentam variações de tensões que podem ocasionar danos na estrutura, mesmo que, em níveis de tensões abaixo daquele ao qual se apresenta a resistência estática do material. A esse fenômeno chamamos de fadiga. Miranda (2010), afirma que o efeito

da fadiga só pode ser estudado quando todas as etapas presentes na Figura 1.1 apresentarem informações com precisão.



Figura 1.1 - Fluxograma de previsão do comportamento à Fadiga – Adaptado: Miranda (2010).

Em função da fase da análise a ser realizada na estrutura (verificação de uma obra/projeto existente, ou concepção de um novo projeto) algumas das etapas da Figura 1.1 poderão ser obtidas experimentalmente, ou então simuladas através das informações dos desenhos de projeto e elaboração de modelos numéricos/matemáticos.

Com o surgimento de novos materiais, concretos de alto desempenho, protensão, cabos e métodos construtivos complexos, as seções transversais das pontes têm a tendência de se tornarem mais esbeltas e os vãos a serem vencidos, maiores. Em diversos casos, transversinas são omitidas para simplificar a construção. Nessa situação as frequências naturais das estruturas tendem a diminuir se aproximando das frequências naturais das forças excitantes, causando aumento dos deslocamentos, velocidades e acelerações. Isso pode ser traduzido em desconforto aos usuários, problemas de estabilidade do lastro com conseqüentes manutenções recorrentes da via e ainda de fadiga dos materiais podendo levar a casos críticos com colapso estrutural.

A ocorrência da fadiga é maior nas juntas entre elementos estruturais, nas mudanças de geometrias, nas chapas de ligações e parafusos que compõem a estrutura é maior, pois a fadiga está relacionada com a geometria das juntas e as variações de tensão e não somente a tensão de ruptura do material. Atenção deve ser dada a detalhes que acentuam o efeito da fadiga e também as estruturas sobre as quais os efeitos da fadiga devem ser cuidadosamente estimados (denominados em normativos internacionais como “fatigue critical members”), pois os elementos não redundantes.

Em decorrência do que foi apresentado, esse trabalho apresenta o efeito da fadiga em pontes protendidas ferroviárias com uso de algumas normas estudadas. Pretende-se nos capítulos seguintes apresentar colaborações ao estudo da fadiga em estruturas ferroviárias de concreto, uma vez que a maior parte dos trabalhos de fadiga está relacionada a estruturas de aço.

Modelagem computacionais são usadas para obter ciclos de tensões e quando considerando as diferentes normas estudadas.

1.1 Histórico

Devido à grande importância do projeto de pontes no mundo, diversos autores vêm ao longo dos anos desenvolvendo trabalhos em relação ao projeto e análise de pontes ferroviárias e fadiga, em conjunto. O estudo do efeito dinâmico dos trens nas pontes ferroviárias começou a ser estudado na metade do século XIX por R. Willis (1847) e Stokes (1849). Willis estabeleceu a equação diferencial para a trajetória de uma massa constante deslocando-se sobre uma viga sem massa em função da velocidade de deslocamento. Essa equação viria a ser resolvida apenas em 1849 pelo físico inglês Stokes, quando da investigação do colapso da “Chaster Rail Bridge” na Inglaterra. Essa é uma metodologia analítica para resolver o problema, existem outras metodologias conforme será mostrado a seguir. Esses estudos se relacionam com o presente texto por serem pioneiros no estudo dos efeitos de cargas móveis em pontes ferroviárias e a fadiga.

O trem começou a ser modelado como uma série de cargas estáticas representadas por forças concentradas, admitindo que o efeito do seu peso era muito maior que o da sua inércia. Posteriormente, modelos considerando o trem como um sistema massa-mola de diversos graus de liberdade também foram estudados. Normalmente o problema da carga móvel (com consideração das suas matrizes mudando para cada intervalo de tempo Δt) é resolvido com metodologias numéricas via elementos finitos. Rossigali (2013), apresenta as matrizes de rigidez, massa e amortecimento para resolução de elementos de pórtico espacial. A consideração da carga móvel no trabalho citado é complexa pois considera o veículo como uma série de eixos rígidos ligados por amortecedores e molas em 3 dimensões. No presente trabalho as cargas foram consideradas de forma simplificada apenas como cargas de eixos independentes. O efeito dinâmico da estrutura também não foi utilizado nos resultados, apesar do programa permitir essa consideração (massa e amortecimento da estrutura). A massa do trem poderia ser adicionada manualmente de forma aproximada. Para a consideração das diferentes posições do trem seria necessário um carregamento faseado não linear. Na Coppe-UFRJ diversas teses foram orientadas pelos professores Ronaldo Battista e Michele Pfeil em que o veículo é representado de forma especialmente sofisticada (com massa, mola e amortecimento) e a análise é efetuada no regime de histórico no tempo ([referencias](#)).

Na Figura 1.2, podemos ver o desenvolvimento nos modelos em duas dimensões adotados para simular os efeitos dinâmicos das cargas móveis em pontes ao longo do tempo, do mais simples aos mais complexos.

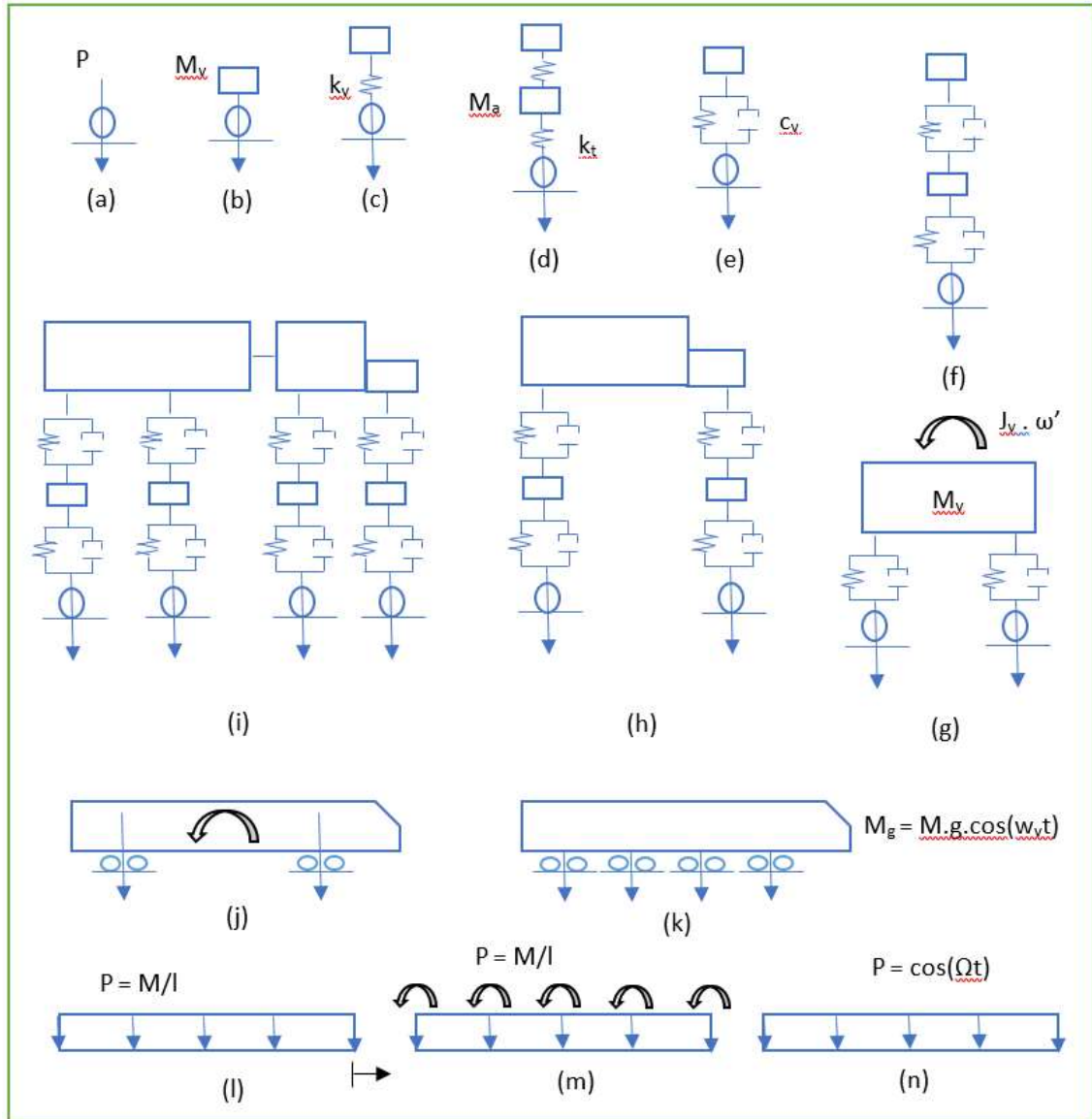


Figura 1.2 - Exemplos de cargas devidas aos trens e aplicadas nas pontes.

O modelo (a) é uma carga simples com a consideração da força P . O modelo (b) leva em consideração a massa do veículo. O modelo (c) acrescenta uma mola k_v para representar a ligação semirrígida entre a roda e o chassi do veículo. O modelo (d) leva em consideração o efeito dos rodeiros ou "truck" como uma massa adicional. O modelo (e) é uma aprimoração do modelo (c) com a inclusão do amortecimento para representar a perda de energia do movimento. O modelo (f) é o aprimoramento do modelo (e) com inclusão do rodeiro. O modelo (g), referido na literatura como "Drosner Model" é um modelo biaxial. O modelo (h) é conhecido como "Veletsos Model". O modelo (i) é um "Biaxial Lorry" (ou "Truck") com consideração do

rodeiro. O modelo “j” é um modelo mais apropriado para pontes de pequenos e médios vãos. O modelo (k) é um modelo para trens pesados, onde a frequência da massa do trem atua com frequência circular. O modelo (l) apresenta massa distribuída para estudo de pontes de grandes vãos. O modelo (m) apresenta a inércia à rotação da composição. O modelo (n) pode ser usado em passarelas. Para pontes com comprimentos muito maiores que as composições se aconselha a utilização dos modelos (a) à (f). Os modelos (g) à (k) podem ser utilizados em pontes intermediárias. Para pontes com grandes vãos e tráfego intenso os modelos (l) e (m) podem ser utilizados separados ou em combinação com outros modelos.

Calçada (2001) apresenta um estudo completo sobre análise experimental e numérica de efeitos dinâmicos de cargas de tráfego em pontes. Nesse estudo também é apresentado o problema matricial da resolução das equações que regem o problema com considerações sobre a rigidez das cargas. Sobre os coeficientes de amplificação dinâmica para pontes ferroviárias, foram desenvolvidas diversas formulações pelos códigos modelos, apesar de algumas diferenças, todos davam como resultado a diminuição do efeito dinâmico devido a passagem do trem com o aumento do vão, também segundo Calçada (2001). Entre suas principais conclusões estão que as irregularidades no pavimento têm forte influência a interação dinâmica entre a ponte e o veículo nas pontes rodoviárias. No presente trabalho não foi considerada irregularidade entre o lastro, trilho, dormente, fixações e as cargas.

Após o surgimento das primeiras linhas de alta velocidade, alguns problemas dinâmicos ganharam destaque na engenharia. A movimentação lateral do lastro e conseqüente desalinhamento da superestrutura ferroviária causaram problemas recorrentes e grandes despesas com manutenção das vias devidos ao excesso de aceleração dos tabuleiros das pontes quando da passagem das composições.

Ribeiro (2004) atenta para o fato de que uma série de análises dinâmicas foram efetuadas em pontes com comportamento de viga bi apoiada de vãos de 10m a 40m e o seu comportamento dinâmico se mostrou largamente dominado pela contribuição do 1º modo de vibração de flexão (frequência fundamental). Também deve-se ter em consideração os efeitos dos modos de torção dos tabuleiros, principalmente em pontes com cabos suspensos e tabuleiros esbeltos (como exemplo existe o caso da Tacoma Bridge). Essas conclusões no trabalho citado foram obtidas ao se estudar opções de reforço para uma ponte ferroviária de alta velocidade.

Nos estudos realizados e relatados por Ribeiro (2004) é salientada a necessidade da verificação do dano para as situações que ocorrem ressonância na estrutura, em virtude do aumento da amplitude e do número de ciclos de tensão a que a estrutura é submetida.

Diversos métodos de contagem de ciclos de tensões foram desenvolvidos nas últimas décadas, conforme apresenta o Boletim 188 do CEB (1988), entre eles: método do reservatório e o método designado por *Rainflow*. Esse texto continua sendo um grande documento técnico sobre fadiga ainda atualmente.

Além dos fenômenos citados, os normativos internacionais procuraram desenvolver métodos mais eficazes para a verificação do conforto ao usuário devido às acelerações do tabuleiro.

Correa (2003) estudou o efeito da passagem de um TUE (Trem Unidade Elétrico) em pontes de comportamento bi apoiada na sua tese de mestrado. Neste trabalho existe uma boa descrição das características de trens para efeitos de carregamentos em pontes. Também foi considerado o lastro, fixações e irregularidades da via. Ainda Correa (2008) estudou na sua tese de Doutorado o controle das vibrações em uma ponte ferroviária. Neste trabalho são apresentados métodos de contagem de ciclos utilizados no presente trabalho, além de informações sobre tráfego ferroviário. Uma de suas principais conclusões foi a influência das irregularidades geométricas nas rodas na resposta dinâmica. Esse efeito foi desprezado no presente trabalho.

Em Ferreira (1999) encontra-se um dos primeiros trabalhos de mestrado da COPPE-UFRJ com o tema de análise dinâmica de pontes e verificação de fadiga. É estudado o comportamento dinâmico de uma ponte sobre a passagem do trem e pontos da viga mista são estudados em relação a fadiga com utilização do método “*Rainflow*” e avaliação de Dano de acordo com a regra de Miner combinada com as curvas S-N para o cálculo da vida útil. A consideração da carga móvel é feita de forma aproximada. Ele conclui a pouca influência de aparelhos de apoio elastoméricos no meio do vão em relação a apoios fixos. Além disso, na análise dinâmica ele chega em resultados amplificados quando as frequências da carga móvel e da ponte se aproximam.

De uma forma geral foi possível observar nos trabalhos mencionados e nos normativos três métodos de verificação à fadiga.

O método do tempo de vida ilimitado à fadiga (*Boundless Fatigue Life assessment*), é também utilizado na NBR 6118:2014. Nesse método existe um limite de tensão (para históricos de tensões com amplitudes constantes) que garante vida útil ilimitada a estrutura, caso não seja

atingido. Esse limite está relacionado a uma carga móvel, coeficientes e combinações de carregamentos específicos para fadiga.

Existe ainda o método de equivalência de dano (λ – *Factor Method*) e o Método do cálculo da vida útil (*Damage Computation Procedure*).

Na UNB, Veloso (2018), apresentou o seminário “*Structural Monitoring and Fatigue Assessment of Railroad Bridges*”. Nesse trabalho o autor monitorou e avaliou as respostas dinâmicas de diversas pontes da VALE, através de uma metodologia empírica para obtenção das respostas dinâmicas da iteração carga-estrutura. Também apresenta a análise estática da estrutura, análise dinâmica e verificações de fadiga.

1.2 Motivação

Os principais motivadores dessa dissertação de mestrado foram:

- A situação atual da infraestrutura nacional, carente de ferrovias para um país de dimensões continentais.
- Os futuros projetos ferroviários nacionais. No ano de 2019 houve uma grande concessão das ferrovias brasileiras de trechos da FNS. Para o ano de 2020 estão previstas concessões da FIOLE e Ferrogrão.
- Auxiliar engenheiros projetista e revisores de projeto com uma formulação prática de análise a fadiga de pontes ferroviárias que pode ser estendido para estruturas em geral, possibilitando a estimativa da vida útil e projetos mais econômicos.

Devido aos grandes custos associados as medições “*in situ*” do comportamento das pontes ferroviárias, os modelos computacionais em programas específicos para o projeto de pontes têm se mostrado como uma ótima ferramenta para auxiliar o engenheiro estrutural no entendimento do funcionamento da mecânica das estruturas.

1.3 Objetivos

O presente trabalho tem como finalidade apresentar as metodologias de análise à fadiga presentes em normativos nacionais e internacionais aplicando em um tipo de viga muito utilizada no projeto de pontes ferroviárias brasileiras: a viga isostática pré-tensionada.

Os objetivos específicos do trabalho são:

- Apresentar um resumo prático da análise da fadiga para o projeto de pontes ferroviárias de acordo com diversas normas que pode ser estendido a todos os tipos de pontes.
- Realizar uma análise da fadiga nas vigas ferroviárias da Ferrovia Norte-Sul da VALEC com cálculo de dano e estimativa de vida útil da seção mais solicitada.

1.4 Organização do trabalho

O texto está dividido em 7 capítulos.

O capítulo 2 apresenta conceitos sobre a fadiga consolidados desde 1988, que levaram as formulações presentes em códigos modelos atuais.

No capítulo 3 são apresentados 5 normativos distintos com ênfase na fadiga.

No capítulo 4 são apresentados conceitos fundamentais sobre o programa utilizado para análise das pontes, o SAP2000-CSIBridge da CSI.

No capítulo 5 é apresentado o estudo de caso com modelos, análises e principais resultados obtidos com o MODELO 1 e a calibração com os dados reais de deslocamentos em pontes.

No capítulo 6 é verificada a fadiga com auxílio do MODELO 2 em vigas isostáticas para trens de carga pesada.

Finalmente, no capítulo 7 são apresentados os principais resultados e conclusões do trabalho.

Tabelas e informações adicionais estão nos Anexos.

2 FADIGA – CONCEITOS BÁSICOS

A fadiga pode ser entendida como um fenômeno de perda de resistência do material, devida ao acúmulo de diversos ciclos de tensões. Estando parte da estrutura submetida a carregamentos cíclicos, as variações de tensões vão se acumulando até o ponto em que a parte mais solicitada da estrutura rompe sob tensão menor que a tensão resistente estática do material. Essa ruptura normalmente do tipo frágil, depende das características das solicitações e dos materiais. A principal característica da fadiga é o surgimento ou intensificação das aberturas de fissuras, ou trincas, que se dão de forma progressiva e cumulativa até a fratura.

No “*Bulletin D’Information N°188 – Fatigue of concrete structures*” do CEB de 1988 são relatados vários exemplos causados por fadiga da armadura em ensaios laboratoriais. O relatório aponta ainda a dificuldade de se observar os efeitos da fadiga nas peças de concreto devida à falta de uma superfície identificável, diferentemente daqueles presentes em estruturas de aço. As fissuras são normalmente acompanhadas de elevada fissuração e flechas (deformações) sob cargas cíclicas. Apesar da fadiga em estruturas de concreto não apresentar casos de colapsos frequentes, a interação da fadiga com a corrosão ou outros efeitos leva a deterioração da estrutura e conseqüentemente diminuição do seu tempo de vida útil e da confiabilidade estrutural. As tensões cíclicas e esporádicas podem se apresentar basicamente nas modalidades apresentadas na Figura 2.1.

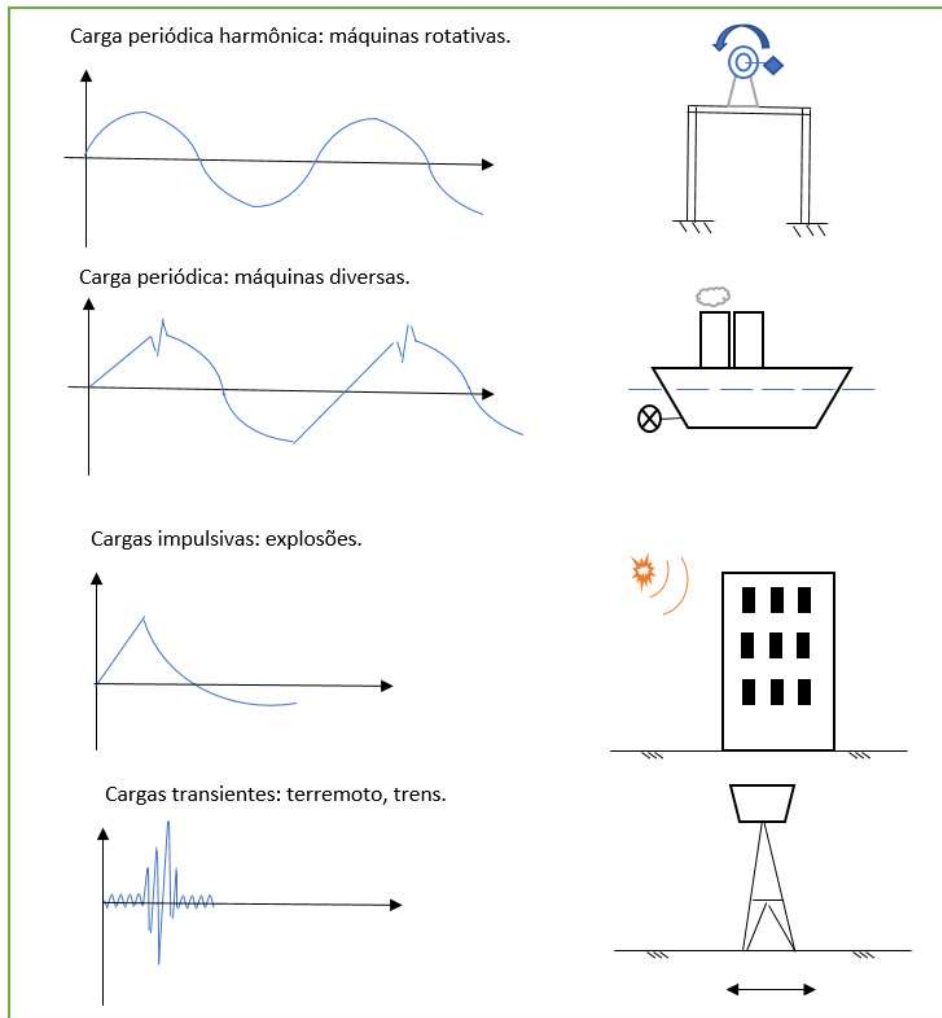


Figura 2.1 - Tipos de solicitações dinâmicas – Adaptado: Dynamics of Structures – Ray W. Clough, Joseph P.

Rego (2013) apresenta três etapas que caracterizam o processo da fadiga:

- 1) No primeiro momento não são notadas fissuras, o material está sofrendo danos acumulados nas partes das estruturas onde existem as maiores concentrações de tensões, em regiões com detalhes construtivos pouco eficientes a fadiga (soldas, juntas, etc) ou ainda em regiões com defeitos iniciais. É designado também por de nucleação ou iniciação da fratura.
- 2) A partir de determinado momento, a estrutura começa a apresentar uma zona de plastificação e a partir desse ponto, as fissuras surgem perpendicularmente a direção do esforço. Cabe aqui ressaltar que valores de tensões baixas (*cut off limit*) podem não ser suficientes para iniciar o processo da formação das fissuras, porém, uma vez a primeira fissura formada, esses mesmos valores baixos de tensão podem contribuir significativamente para o progresso da fissura. Designado por propagação de uma fissura dominante.

- 3) A terceira fase corresponde ao estágio final quando o limite de tenacidade à fratura ou o comprimento da trinca atinge seu valor máximo. Nessa fase a seção pode apresentar perda de capacidade resistente causando o colapso. Designado por ruptura final do material.

O início do processo se dá em locais onde a concentração de tensão é maior, geralmente na superfície do material, ou ainda em regiões com defeitos. Nas superfícies, não existe o efeito da vizinhança e as maiores deformações plásticas sob tensão vão se acumulando e gerando pequenas tiras de deslizamentos cisalhantes que podem gerar extrusão ou intrusão na superfície, causando microfissuras.

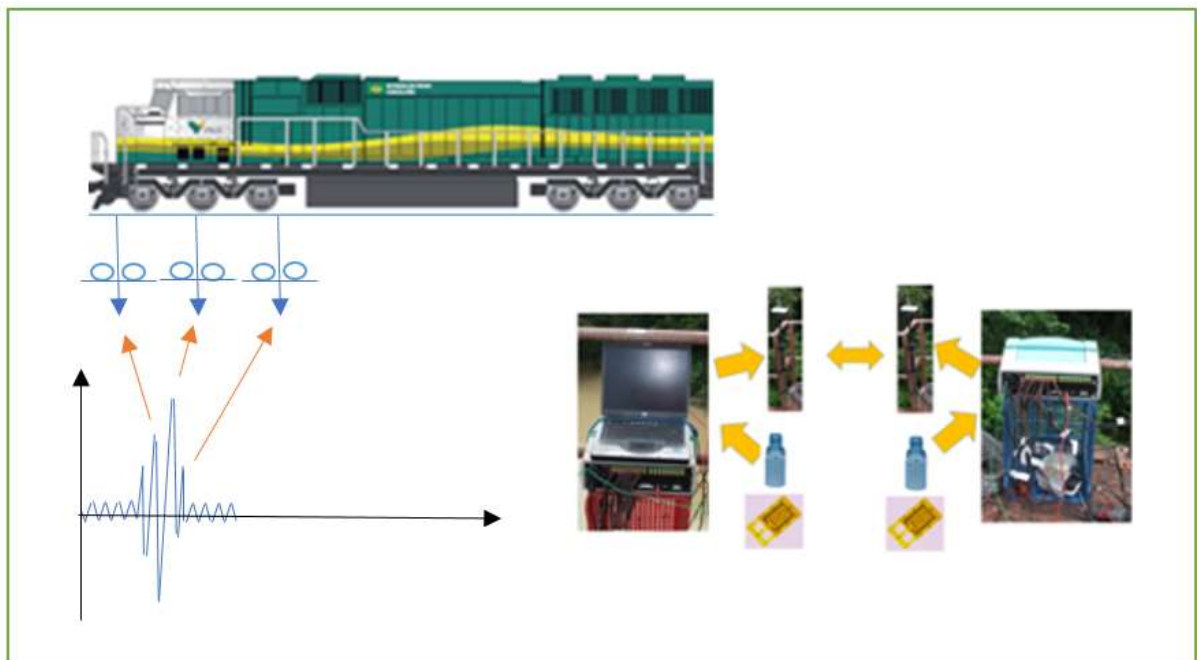


Figura 2.2 – Equipamentos de aquisição de dados – Adaptado: VELOSO (2018).

A fadiga é um fenômeno amplamente estudado. Ainda de acordo com o Boletim N°188, existem duas abordagens para o problema da fadiga. Uma delas é baseada na Mecânica da Fratura Linear Elástica e estuda a propagação das trincas. A outra, bastante presente nos códigos modelos e normativos, é o método que utiliza as curvas S-N (Wöhler's *diagrams*). Para o segundo método, um passo importante para o projetista, é a escolha da curva adequada ao detalhe de projeto em questão, essa pode ser uma tarefa não trivial no caso das estruturas de aço.

É possível usar os métodos em fases distintas do problema. Num primeiro momento são utilizados métodos para prever a iniciação das trincas por fadiga, como o método S-N desenvolvido na década de 1850 quando August Wöhler estudava eixos metálicos de trens.

Após aberta a primeira trinca, estudos mais recentes e modernos baseados na mecânica da fratura estudam a segunda parte do problema da fadiga, onde, através da avaliação do campo de tensões no entorno da trinca, se admite uma taxa de crescimento da mesma até a fratura.

No caso das estruturas ferroviárias, os ciclos de tensões que solicitam as diversas partes da estrutura são resultantes da passagem do trem e podem ser obtidos experimentalmente conforme demonstra a Figura 2.2.

Diferentemente do aço que é um material homogêneo e cristalino, o concreto armado é um material composto e sua resistência a tração é cerca de 10% da resistência à compressão. Durante o processo de endurecimento do concreto são formadas microfissuras e bolhas de ar. A ruptura no concreto armado pode ocorrer no concreto, na armadura de aço ou ainda na ligação entre eles. As barras de aço nervuradas possuem menor resistência a fadiga quando comparadas as barras lisas, devido a concentrações de tensões nas nervuras. A fadiga em ensaios de barra no ar não representa as mesmas condições do aço do concreto armado que está envolto em concreto. O aço protendido pode estar encostado nas bainhas metálicas causando esforços transversais ao esforço solicitante de fadiga (*fretting fatigue*).

2.1 Mecânica da Fratura

Um dos métodos utilizados para previsão do comportamento da peça após aberta a primeira trinca, é o Método da da/dN . Ele é utilizado para a previsão da vida útil residual a fadiga de estruturas trincadas e se baseia na integração da taxa de propagação (da/dN) das trincas na região trincada em função do número de carregamentos N . Onde “ da ” representa a taxa de crescimento da fissura. Os principais objetivos do método são determinar a maior carga que uma estrutura trincada pode suportar em serviço, calcular a taxa de propagação de trincas, a vida útil residual das estruturas e a maior trinca tolerada por uma estrutura em serviço.

O desenvolvimento do método da mecânica da fratura teve seu início com Griffith na década de 1920, com a teoria válida para materiais frágeis. Após observações da plastificação que ocorre nas proximidades das trincas, outros autores aperfeiçoaram o método considerando a plasticidade gerada na ponta da trinca (PRAVIA, 2003).

Para tal, o método se baseia nos conceitos da Mecânica da Fratura Linear Elástica (MFLE) onde são descritas a distribuição e magnitude do campo de tensões K na vizinhança de uma trinca. É um método que estuda materiais frágeis, não tendo validade quando a deformação plástica de grande magnitude acontece antes da abertura da trinca. O campo de tensões K define a taxa de

propagação das trincas, pois ele define o estado de tensões nas proximidades da trinca. Pelo método, podem existir três modos de abertura, ou carregamento: tração, cisalhamento puro e cisalhamento fora do plano, conforme Figura 2.3.

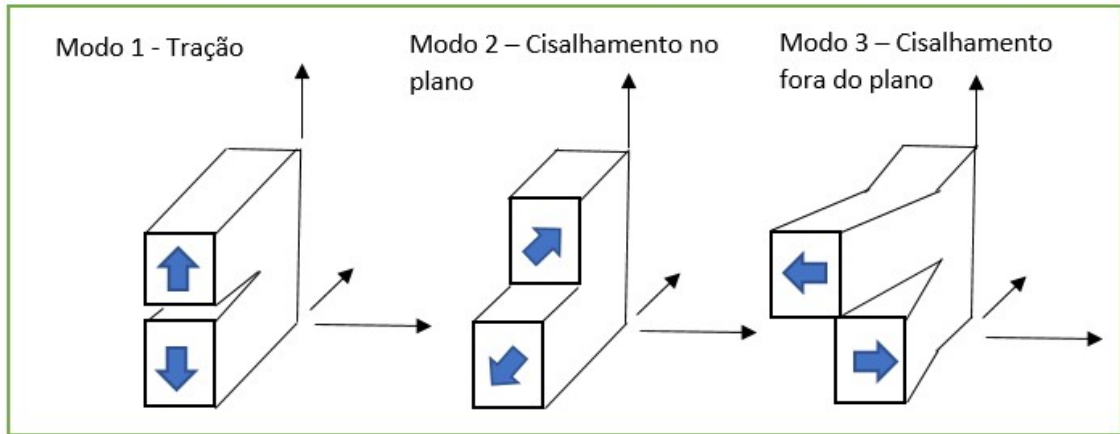


Figura 2.3 – Modos de abertura da trinca no MFLE.

Foram desenvolvidas expressões para avaliar a grandeza K para diferentes detalhes estruturais e carregamentos. Para casos reais diferentes dos tabelados em normativos o engenheiro pode utilizar o método dos elementos finitos e obter uma expressão para o fator de intensidade de tensões de acordo com o detalhe específico desejado. Paris *et al* (1961) apresentou um modelo para o regime de propagação de trincas conforme Equação 2.1. A Figura 2.4 ilustra a trinca e as direções das tensões principais dos campos de tensões.

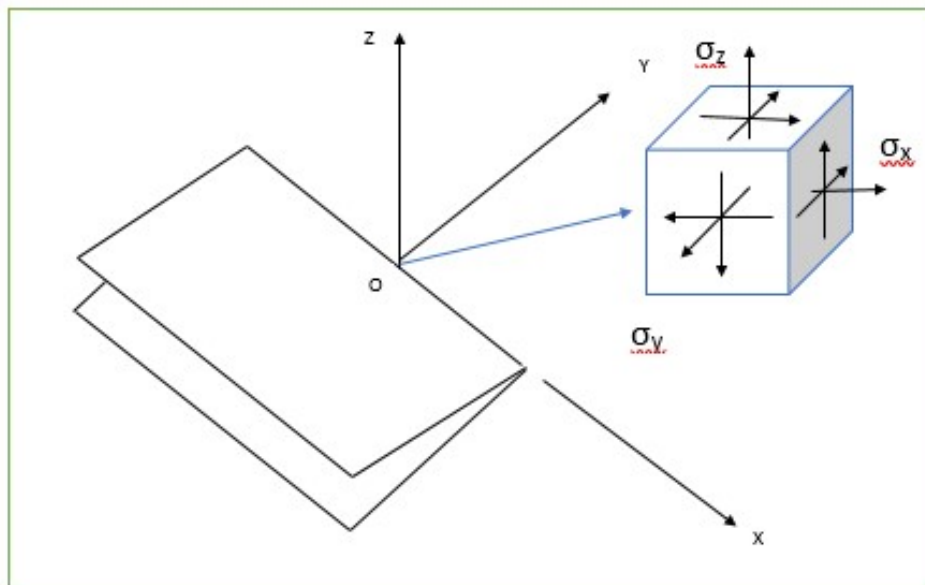


Figura 2.4 – Campo de tensão na vizinhança de uma trinca.

$$\frac{da}{dN} = C. (\Delta K_I)^m$$

Equação 2.1

Pelo modelo proposto as constantes C e m são obtidas experimentalmente em função do material, sendo a constante C função das propriedades mecânicas como o módulo de elasticidade, a tensão de escoamento, a tensão de fratura, etc.

2.2 Métodos das curvas S-N

Para estimar o comportamento das estruturas antes da formação da primeira trinca, August Wöhler (1850) criou o método S-N quando estudava o efeito da flexão rotativa em eixos de trens. Esse método é utilizado quando o material apresenta regime linear elástico. Através desse método, de acordo com o detalhe em questão, pode-se estabelecer um valor de tensão para o qual a estrutura supostamente não apresentaria ruptura por fadiga para ciclos de carga constantes. Além disso, pode-se combinar as solicitações de diversos ciclos não constantes para avaliar o dano estrutural na peça. A regra de Palmgren-Miner estabelece que os danos (D) causados por um histórico de variações de tensões são acumulados linearmente, conforme Equação 2.2a.

O Tempo de vida útil (T) e a vida residual (VR) podem ser estimados com as Equações 2.2b e 2.2c.

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \leq 1$$

Equação 2.2a

$$T = \frac{1}{D \times N_{oc}}$$

Equação 2.2b

$$VR = \sum_{i=1}^k n_i \left(\frac{1-D}{D} \right)$$

Equação 2.2c

Onde,

n_i – número solicitante de ciclos para um valor (faixa de valores variáveis) de tensão;

N_i – número de ciclos necessários para causar falha por fadiga sob variações constante;

N_{oc} – número de ciclos em um ano;

Para achar as resistências (N_i) Wöhler analisou pequenos corpos de prova padrão e percebeu através da análise que a vida útil a fadiga $S_F(N)$ é uma função decrescente com o aumento do

número de ciclos de carregamento N e do formato do carregamento. Wöhler propôs diversas curvas no formato de parábolas para se ajustar aos dados, de acordo com a Equação 2.3, onde as constantes B e C são obtidas experimentalmente.

$$N \cdot (S_F)^B = C$$

Equação 2.3

Wöhler também notou em condições laboratoriais que uma vez estando o carregamento dentro de um dado limite, o detalhe não rompia por fadiga, caracterizando o “*endurance limit*” representado pela reta horizontal na Figura 2.5. Em condições reais esse limite não necessariamente existe devido a outros efeitos como a corrosão ou imperfeições iniciais na seção. A trinca se propaga a partir desse ponto até que a área restante não apresente resistência.

A partir dos dados ensaiados, aplicando-se potências em ambos os membros da Equação 2.3, ou seja, utilizando logaritmo nos dois eixos, é possível obter um gráfico que demonstra uma relação linear (para o aço) entre o número de ciclos (N) e a tensão correspondente (S). Nos normativos, as curvas S-N apresentam normalmente relações lineares paralelas a reta ajustada para os dados experimentais dos diversos detalhes estruturais em questão.

O desempenho do método dependerá da escolha correta da curva S-N para o detalhe e na correta avaliação da magnitude dos ciclos de carregamento, assim como na quantidade de ciclos. Alguma incerteza está envolvida no processo, por exemplo, pelo ajuste dos resultados experimentais com as curvas escolhidas para melhor representá-los.

No método S-N considera-se a superposição dos efeitos, admitindo o funcionamento do material linear, elástico, isotrópico e homogêneo. Para valores experimentais com número de ciclos na ordem de grandeza de 10^7 e 10^8 , os detalhes estudados do material são considerados com vida infinita.

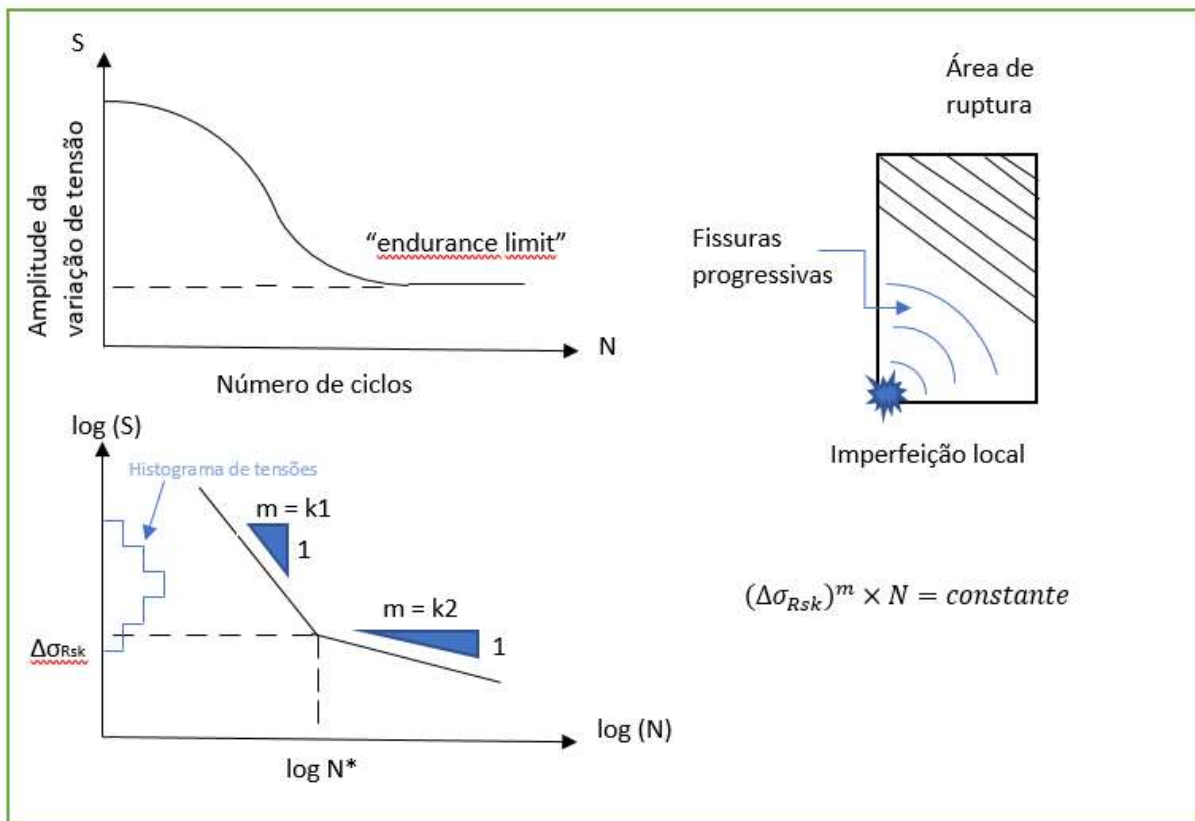


Figura 2.5 – Curvas S-N – Linearização das curvas em escala logarítmica e propagação da trinca na seção.

As curvas S-N se apresentam em sua grande parte com dois trechos distintos que definem um trecho de Fadiga de Alto Ciclo e outro de Fadiga em Baixo Ciclo. Fadiga em Alto Ciclo é definida quando o material é submetido a um número de ciclos maior que 10.000 (dez mil ciclos), esses ciclos têm baixas variações de tensões e provocam deformações elásticas. Deformações plásticas pequenas e localizadas na vizinhança da ponta da fissura e o resto do corpo deforma elasticamente, também caracterizam uma fadiga de alto ciclo. Fadiga em Baixo Ciclo é definida quando o material apresenta deformações plásticas para um número baixo de ciclos (menor que 10^4), esses ciclos têm altas variações de tensões e apresentam deformações plásticas excessivas. Se a massa do corpo apresenta deformações elastoplásticas devidas ao carregamento cíclico, é uma fadiga de baixo ciclo.

2.3 Métodos de contagens de ciclos de tensão

O processo de definição de ciclos em casos de espectros de tensões transientes é trabalhoso e diversos métodos de contagens de ciclos foram propostos ao longo dos anos. Entre os mais utilizados está o método “*Rainflow*” que será apresentado em forma de um programa em Fortran no capítulo 6.

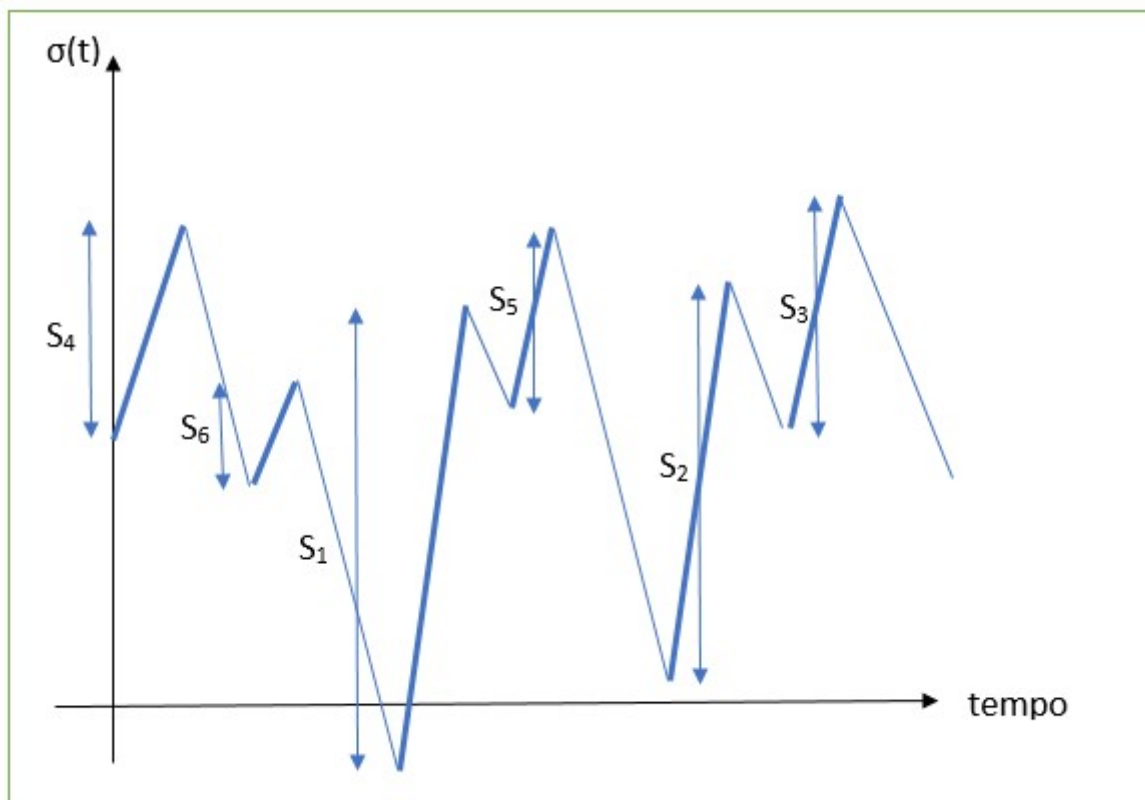


Figura 2.6 – Método Espectral – Ciclos contabilizados em função dos “upcrossings”.

Existem diversos outros métodos de contagem para estimar a quantidade de ciclos para um espectro de tensões variáveis. Cada um com particularidades específicas que podem fazer com que eles sejam mais eficientes para determinados padrões de comportamento de dados. Em casos específicos em que os dados se comportam em formas de senos ou cossenos ou por aproximações em séries, vários tratamentos estatísticos se simplificam e podem ser adotados.

Correa (2008) cita os métodos de contagem dos máximos e mínimos relativos, número de variações de tensão, número de passagens através de um nível de tensão pré-determinado e outros.

O método espectral é apresentado no Boletim 188 do CEB/FIP e contabiliza os ciclos em função do número de “upcrossings”, conforme pode ser observado na Figura 2.6. Devido a sua simplicidade, é muito utilizado em teorias com soluções explícitas.

O método “Rainflow” conta os intervalos de tensão (ciclos de tensão) como as diferenças entre os valores máximos e mínimos de um ciclo de histerese fechado de acordo com a Figura 2.7. Esse método é muito utilizado em estruturas de aço pois a dissipação de energia que ocorre nesses casos também é descrita por ciclos. É um método bastante conservador no sentido de

apresentar resultados conservadores quando comparados com outros métodos e, portanto, muito utilizado.

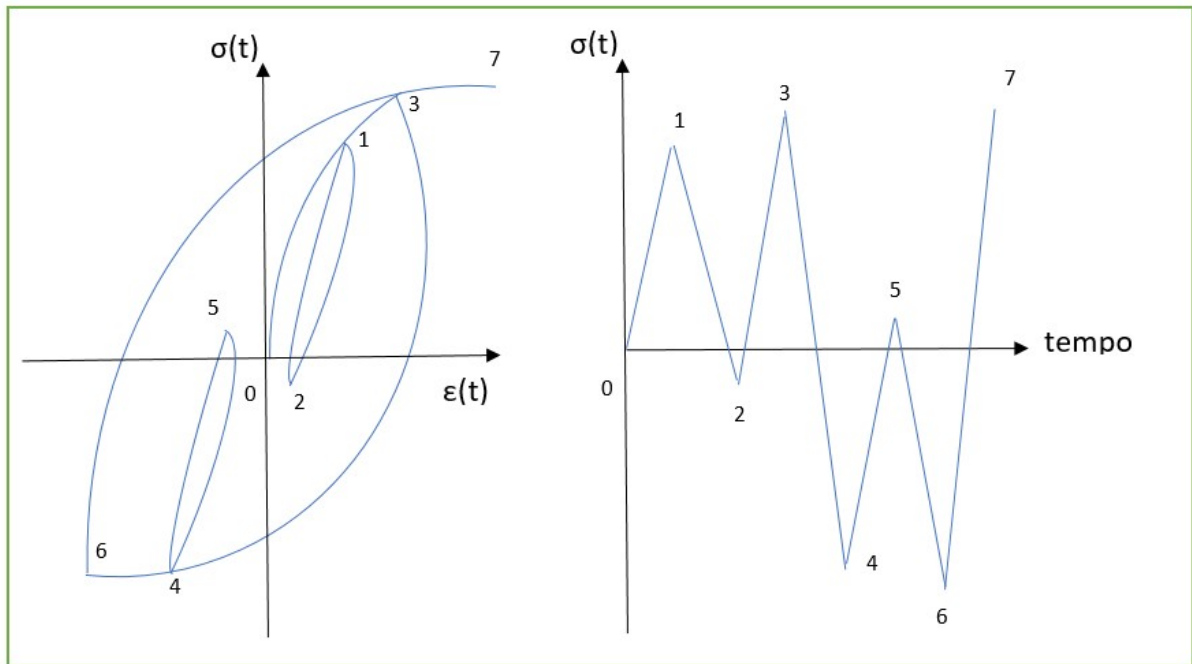


Figura 2.7 – Método *Rainflow* – ciclos fechados de histerese (tensão-deformação), considerando plastificação.

O método é nomeado de *Rainflow* e pode ser entendido pelo caminho percorrido por uma gota em um telhado de várias abas, conforme mostra a Figura 2.8.

Essa analogia é um pouco mais complexa para a determinação dos ciclos. Considera-se que a gota sempre começa o caminho partindo de um vale. O começo e o fim de cada trecho representam meio ciclo, a gota vai caindo até atingir um telhado com valor de tensão maior e continua até que algumas condições sejam atingidas. Uma das condições é que ela encontre o caminho já feito. Outra condição é quando ela encontra um vale mais profundo. Os trechos só são contabilizados quando o anterior já estiver encerrado. Através da combinação de meios ciclos em ciclos inteiros para dados valores de tensão, podem ser contabilizados os ciclos, conforme Figura 2.8. Podemos observar que, como o histórico de tensões da Figura 2.8 começa e termina com $y = \sigma = 0$, a série de dados é fechada, o que é confirmado no somatório final da tabela ao lado do gráfico, ainda na Figura 2.8.

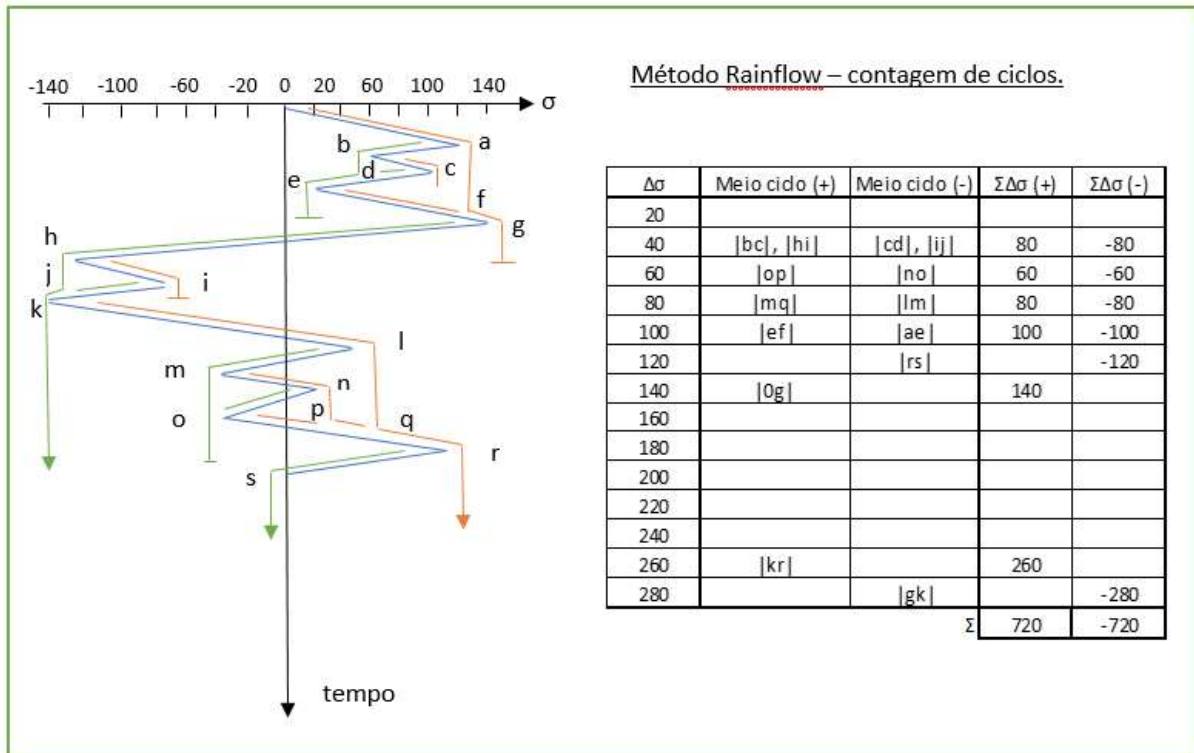


Figura 2.8 – Método *Rainflow* – analogia com a gota de chuva e contagem de meios ciclos em ciclos inteiros – Adaptado: Branco (1986).

Outro método que se apresentou como uma variação do método anterior e é apresentado na norma britânica BS 5400, parte 10, é o Método do Reservatório.

Na Figura 2.9 podemos observar o mesmo espectro de tensões da Figura 2.8, apenas reorganizado para começar no valor de pico e posicionado agora na horizontal com os ciclos (reservatórios) representados por letras maiúsculas.

O Método do Reservatório considera os espectros de tensões como reservatórios cheios d'água que são esvaziados por drenos posicionados nos pontos mais baixos (vales), contabilizando então um ciclo para cada operação de esvaziamento.

Os vales são numerados em sequência do mais profundo ao mais raso, abrem-se os drenos mais profundos, os vales são afetados e os valores de tensão são obtidos conforme figura 2.9.

Podemos observar na Figura 2.10 a comparação entre a contagem de ciclos para os dois métodos explicitados anteriormente. Os dois métodos contaram 7 ciclos, porém divergem pouco na amplitude dos ciclos de baixa amplitude.

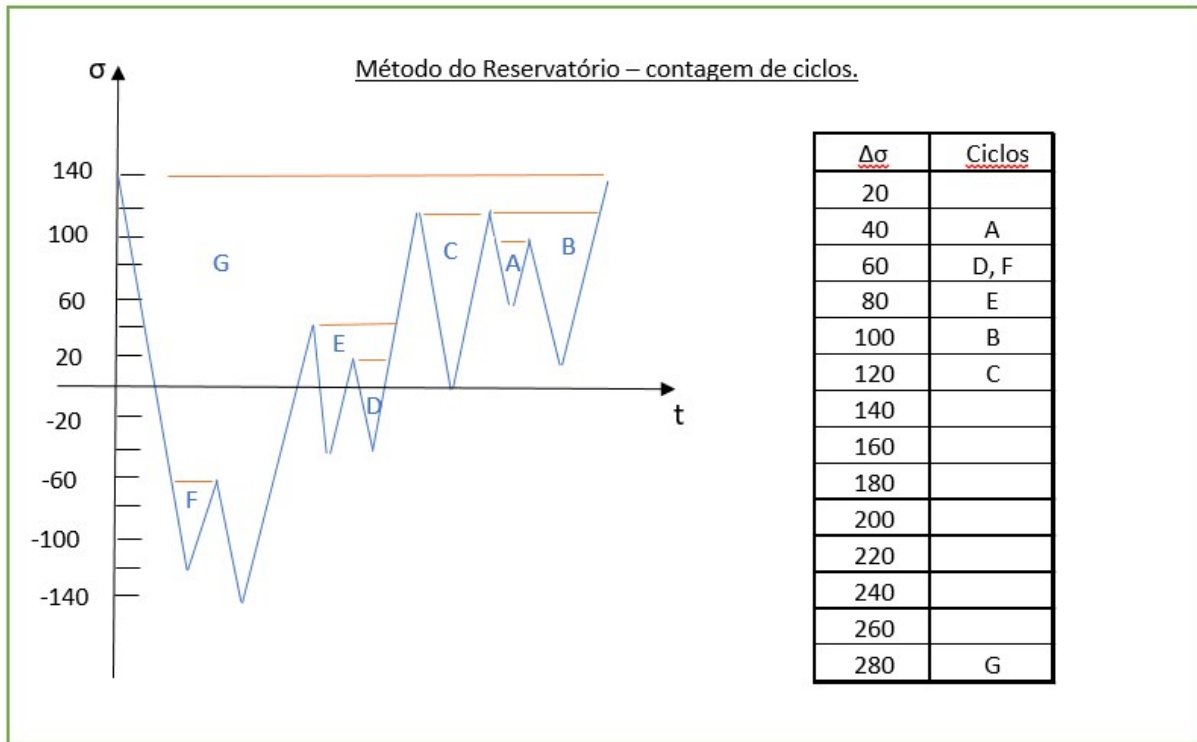


Figura 2.9 – Método do reservatório – Contabilização de ciclos de amplitudes variáveis.

$\Delta\sigma$	Rainflow	Reservatório
20		
40	2	1
60	1	2
80	1	1
100	1	1
120	1	1
140		
160		
180		
200		
220		
240		
260		
280	1	1
Σ	7	7

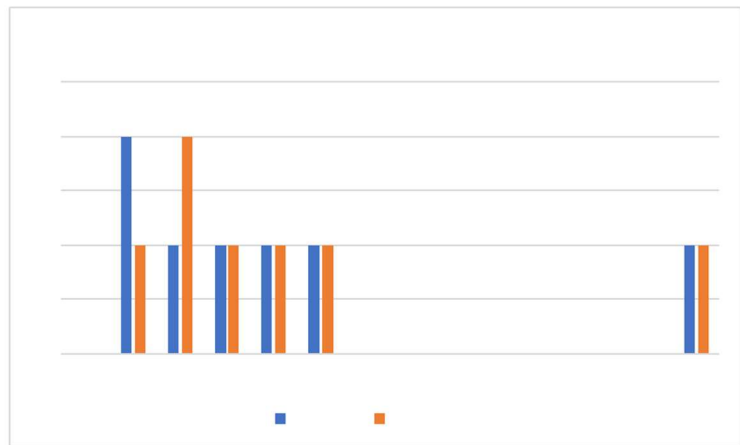


Figura 2.10 – Espectro de tensões ou histograma de frequência da amplitude de tensão - Comparação de resultados métodos de contagem de ciclos.

O método utilizado no trabalho foi o *Rainflow* por ser indicado em códigos como o EM 1993-1-9 (2005) - eurocódigo e apresentar formulações simples como apresentado em algoritmo de Fortran no final do trabalho. Esse método é descrito na ASTM E1049 – 85 (2017) e pode ser feito utilizando 3 ou 4 pontos. No presente trabalho foram utilizados três pontos.

2.4 Fadiga na flexão

Conforme visto, o problema da fadiga consiste em determinar a variação de deformação devido ao carregamento cíclico e, através da lei constitutiva do material, determinar a respectiva tensão.

Para tal, efetivamente, podem ser instalados aparelhos para medir deformações nas armaduras ou no concreto e assim obter dados reais do espectro de tensões devido ao carregamento.

Durante a fase de projeto, isso não pode ser feito, sendo então, possível estimar as deformações e tensões de acordo com trem-tipos de normas aplicados em modelos estruturais.

No caso da flexão, de posse do esforço normal e do momento fletor no caso da flexão composta reta, e no caso do vetor (N, M_x, M_y) para a flexão composta oblíqua, podemos obter a posição da linha neutra e a sua inclinação para achar o equilíbrio das seções, achando assim a deformação e as tensões das fibras extremas.

Na flexão a fadiga acontece na parte comprimida do concreto (mesas das vigas, parte mais comprimida do pilar) e na região onde o concreto é tracionado (fissurado) e o aço atua, ou seja, nas armaduras de flexão e cisalhamento.

Na compressão centrada de peças, o comportamento do concreto é conhecido e estudos foram feitos para comprovar que peças com compressão excêntrica, onde existe um gradiente de tensões, tendo a fibra mais extrema um valor mais alto de tensão, podem ser dimensionadas tendo em conta resultados em peças com compressão centrada.

Na maior parte dos códigos, a fadiga é tratada principalmente em relação a flexão e cisalhamento para as peças de concreto. As teorias da flexão simples, necessárias ao entendimento das deformações das seções transversais e conseqüentemente responsáveis por fornecer as tensões nas armaduras e no concreto, que serão utilizadas para verificação de fadiga e fissuração, são normalmente estabelecidos de acordo com cada normativo.

Para a verificação da fadiga em concreto armado ou protendido parcialmente, deve-se trabalhar com o momento de inércia da seção no Estádio II e determinar as tensões em uso que ocorrem no concreto e na armadura.

Para o cálculo do momento de inércia no Estádio II de seções retangulares de concreto armado pode ser utilizada a formulação demonstrada em Sussekind, J.C. – Curso de Concreto – Volume 1 – Páginas 166 a 168:

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

Equação 2.4

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b_w} \cdot \left(-l + \sqrt{l + \frac{2 \cdot b_w \cdot d}{n \cdot A_s}} \right) \quad \text{Equação 2.5}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{b_w \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right)} \quad \text{Equação 2.6}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right)} \quad \text{Equação 2.7}$$

$$J_{II} = \frac{b_w \cdot x^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - x)^2 \quad \text{Equação 2.8}$$

3 FADIGA – NORMAS E CÓDIGOS MODELO

Ferreira (1999) relatou três filosofias de projeto para fadiga:

Vida garantida (“*safe-life*”) se baseia na ideia de que não ocorrerão danos de fadiga significativos durante a vida útil da estrutura. Esse critério pode exigir que as tensões atuantes estejam abaixo da tensão limite de fadiga considerando uma vida infinita ou ainda considerar a vida finita com considerações de carregamentos variáveis.

Outra filosofia é a do colapso controlado, onde a estrutura deve possuir um número elevado de elementos redundantes, no caso de ruptura por fadiga de um elemento individual, a estrutura deve ser capaz de apresentar resistência adequada para que os danos causados pela fadiga sejam detectados em vistorias periódicas.

A terceira é a dos danos toleráveis, onde se adota que os danos devidos à fadiga crescem a partir de defeitos já existentes, podendo dividir a estrutura em uma parte a ser inspecionada e outra não. Na parte inspecionada o tratamento é o mesmo do colapso controlado e na segunda, o projetista deve demonstrar que o período de crescimento da fissura é superior a vida útil da estrutura.

Os métodos mais presentes nas normas técnicas se baseiam na filosofia “*safe life*” podendo admitir a vida útil infinita ou finita. Muitas vezes, o primeiro deles, em que se considera a vida útil ilimitada para ciclos de amplitudes constantes, é o único disponível. Outras vezes, considerações sobre o método do coeficiente “ λ ” ou da acumulação de danos podem ser apresentados. As filosofias baseadas na mecânica da fratura são mais modernas e não estão explicitamente presentes em todas as normas técnicas.

Elementos críticos para fadiga (não redundantes) possuem normalmente coeficientes de ações e resistências específicos.

No presente capítulo será apresentado um breve resumo das normas técnicas que abordam o dimensionamento ou verificação do efeito da fadiga no concreto armado e protendido. Nas normas apresentadas existem diversas abordagens diferentes, o que dificulta uma comparação mais direta. Serão apresentados os métodos baseados nas curvas S-N.

A fadiga pode estar presente num capítulo de uma norma que trata do dimensionamento geral de todas as peças de concreto, tendo carregamentos especiais para fadiga definidos em códigos separados.

Em alguns casos, para tipos específicos de estruturas (*offshore*, pontes ferroviárias), as regras para o concreto e o aço sobre fadiga e os carregamentos são tratados de forma específica. Há ainda normas onde as estruturas de concreto armado, com protensão parcial ou total são apresentadas separadamente e as especificações de fadiga são dadas em cada uma delas.

É importante a identificação da filosofia da norma em relação a aplicação de coeficientes, seja ela com a consideração de coeficientes diferentes para cargas e resistências ou ainda aquelas baseadas nas tensões admissíveis com utilização de coeficiente único.

Deve-se sempre observar: a utilização dos coeficientes de majoração de cargas, minoração de resistências, ajustes de curvas S-N para determinadas verificações, as combinações de ações, coeficientes de ponderação específicos de fadiga a serem utilizadas no ELS e no ELU.

Outro fator a ser considerado é se a norma técnica trabalha com os valores de picos σ_a de ciclos constantes ou com a variação total de tensão $\Delta\sigma_{Rr}$.

Os coeficientes de amplificações dinâmicas são diferentes em alguns casos para a verificação da fadiga. Em alguns casos existem trens específicos para fadiga.

O tratamento da NBR 6118:2014 é de que a fadiga é um estado limite último, porém sua verificação é feita para cargas características de serviço.

Algumas normas técnicas sobre fadiga:

- Comité Euro – International du Béton (CEB):
 - FIP Model Code for concrete structures (2010)

- British Standards Institution:
 - Steel, concrete and composite bridges BS 5400 - (1980)

- Eurocódigos [1990 à presente data]

Os eurocódigos são compostos por 10 volumes, sendo a fadiga encontrada predominantemente nos 4 primeiros:

- EN 1990:2002 EUROCODE – Basis of structural design
- EN 1991:(2002-2006) EUROCODE 1 – Actions on structures
- EN 1992:(2001/2006) EUROCODE 2 – Design of concrete structures
- EN 1993:2005 EUROCODE 3 – Design of steel structures

➤ Normas Brasileiras:

- NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (2014)

Atualmente no Brasil são tratadas as estruturas de concreto pela NBR 6118:2014. As estruturas de aço são tratadas pela NBR 8800:2008. Para o caso específico de pontes existem ainda as NBR 7188, 7187, 7189.

Recentemente em 2020 foi editada uma norma para pontes mistas metálicas, NBR 16694.

➤ Normas Americanas:

- AREMA – American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association (2016)
- ASSHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials (2017)

Os casos de fadiga retratados nas normas técnicas normalmente são devidos aos carregamentos de veículos em estradas principais, guindastes, equipamentos mecânicos, forças devido ao vento (se os efeitos de rajadas e desprendimento de *vortex* forem relevantes), pressão da água na forma de ondas, desprendimento de *vortex* devido as correntes fluviais e marítimas, estruturas onde a carga imposta é de origem cíclica e onde a carga variável de grande intensidade tem um grande número de repetições.

Nas normas técnicas mais antigas, a fadiga não era claramente definida. Hoje em dia, com os critérios definidos nos estados limites últimos e estados limites de serviço, as normas técnicas podem tratar a fadiga como um estado limite último. Assim como a flexão, torção, cisalhamento. Ex.: NBR6118.

Em todas as normas técnicas analisadas a verificação da fadiga é feita com o conceito de coeficientes parciais ou globais. Os principais objetivos são evitar o risco da ruptura por fadiga sob cargas em serviço e evitar uma diminuição da probabilidade de falha da estrutura.

A Tabela 3.1 apresenta a vida útil para estruturas usuais indicadas pelo Eurocódigo EN 1990 (2002).

Tabela 3.1 – Vida útil de projeto – Adaptado: EN1990.

Categoria	Vida útil requerida (anos)	Exemplos
1	10	Estruturas temporárias.
2	10 a 25	Partes estruturais substituíveis como aparelhos de apoios ou outros detalhes
3	15 a 30	Estruturas agrícolas
4	50	Estruturas de edifícios e estruturas comuns
5	100	Estruturas de edifícios monumentais, Pontes e outras estruturas.

Nas normas estudadas, os métodos baseados nas variações de tensões são aplicados nas armaduras e no concreto. São considerados as variações independentes dos níveis de tensões em que essas variações ocorrem. Para o concreto normalmente é utilizado um método baseado na tensão máxima, tendo em conta um gradiente de tensões que diminui para dentro da peça e favorece a resistência.

Nas normas estudadas, as verificações normalmente são feitas com cargas em serviço e os coeficientes de redução são dados para certos tipos de estruturas (pontes ferroviárias). Em alguns códigos, além da verificação normal para cargas que não geram fadiga, podem ser indicados métodos considerando o espectro de carga, vida útil, acúmulo de dano ou cálculo do dano.

Usualmente o cálculo das tensões é feito baseado no comportamento elástico linear do aço e do concreto. Por vezes é adotada a utilização de módulos de elasticidade específicos para fadiga, ou ainda a consideração de uma resistência específica do material para fadiga ($f_{ck_{fat}}$). A hipótese da seção plana é geralmente adotada assim como a desconsideração da resistência a tração do concreto na flexão. Já para a verificação dos estribos ela é levada em conta na determinação do V_c . Há exceção de alguns casos em que se pode considerar a hipótese da peça não fissurada (protensão) para níveis de carga da fadiga, contanto que algumas restrições sobre fissuração sejam satisfeitas.

Considerando os métodos baseados nas curvas S-N, os normativos internacionais podem apresentar de um até três níveis de verificação a fadiga de acordo com a Figura 3.1.

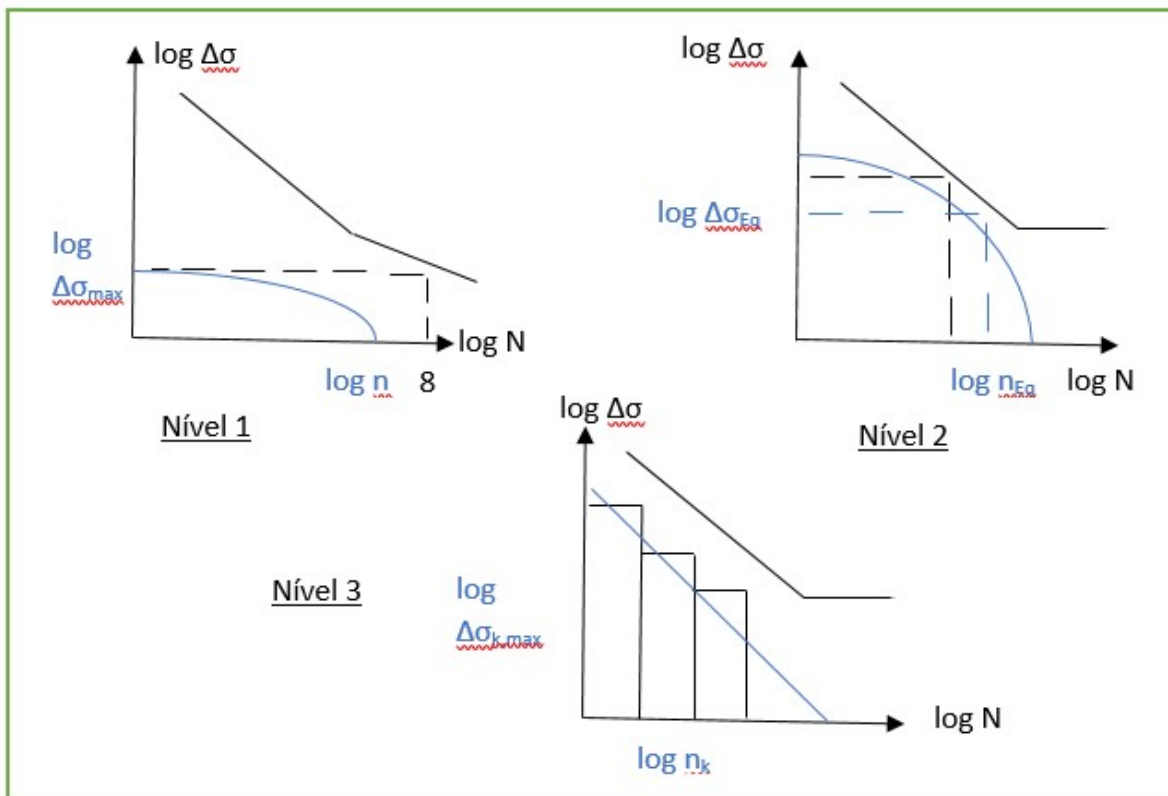


Figura 3.1 – Níveis de verificação de fadiga CEB.

O Nível 1 considera um único nível de carga. É método simplificado de análise e permite determinar se a vida útil devido a fadiga do detalhe em questão é superior a vida útil de projeto. Para isso a análise compara a máxima variação de tensão do espectro com o limite de fadiga para tensão constante para uma quantidade de ciclos. Caso essa verificação esteja atendida é admitido que o detalhe tem vida útil infinita.

O Nível 2 também verifica a fadiga para um nível único de carga. Nesse caso a verificação da vida útil a fadiga utiliza um modelo de cargas móveis que produz um dano, para uma dada quantidade de ciclos, que seria igual ao dano gerado pelo espectro de cargas reais do tráfego. No Eurocode 2 é representado pelo coeficiente “ λ ” (ver mpr, a EM 1992-1, Anexo NN de 2005).

O Nível 3 é um método que considera vários níveis de carregamentos. Nesse caso se verifica a vida útil à fadiga ou se calcula a vida útil com a utilização de espectro de cargas do tráfego real, juntamente com as regras de acumulação de dano e parâmetros das curvas S-N.

Deve ser estudado com atenção como a norma de projeto de cada país, (ou da entidade internacional da norma) define como o dimensionamento usual deve ser efetuado para as

condições usuais de serviços (na condição de ELS). Em algumas normas é exigida uma protensão completa, outras uma protensão limitada (ver tabela 13.4 da norma NBR 6118). As solicitações para o estado limite de serviço (ELS) dependem das definições das combinações quase permanentes, frequentes e raras (ver tabela 11.4 da norma NBR 6118).

Na definição da protensão limitada deve ser atentado que a resistência à tração do concreto na flexão está sujeita a fadiga (ver item 23.5.4.2 da norma NBR 6118).

3.1 Fib CEB-FIP

O documento é um código modelo e apresenta conceitos fundamentais em relação a fadiga que são utilizados em normativos europeus. Em relação a organização, o código traz no item 4.5.2.3 uma introdução dos 4 níveis considerados. Posteriormente são apresentados em capítulos separados as propriedades dos materiais com considerações sobre a fadiga. No item 7.4, são apresentadas as verificações detalhadas para o dimensionamento.

De acordo com o “*Fib Model Code for Concrete Structures 2010*” o dimensionamento visa assegurar que nenhuma seção sujeita a fadiga apresente dano D maior que um certo limite D_{lim} . Para isso ela estabelece 4 métodos de verificações de acordo com a necessidade em ordem crescente de acurácia, descritos a seguir.

Verificação nível 1 (“*Level I Approximation*”): verificação qualitativa.

É uma verificação qualitativa de que nenhuma ação variável seja capaz de causar fadiga, caso essa primeira verificação falhe, um dos métodos seguintes deve ser verificado. Nesse caso, basta verificar que cargas com número de ciclos menores que 10^4 ou ainda aquelas em que $\psi_1=0$ pode-se considerar que não ocorre fadiga.

Verificação nível 2 (“*Level II Approximation*”): método simplificado.

É uma verificação por um procedimento simplificado onde as tensões no aço (tracionado) e no concreto (comprimido e tracionado) devem estar dentro de limites fixados.

A variação de tensão máxima no aço é dada por:

$$\gamma_{Ed} \Delta \sigma_s (G, P, \Psi_1 Q_k) \quad \text{Equação 3.1}$$

Ela deverá ser calculada com a combinação frequente de cargas e a variação de tensão máxima $\Delta \sigma_s$ deve respeitar:

$$\gamma_{Ed} \max \Delta \sigma_s \leq \frac{\Delta \sigma_{Rsk}}{\gamma_{s,fat}} \quad \text{Equação 3.2}$$

$\Delta \sigma_{Rsk}$ é a tensão resistente característica para fadiga a 10^8 ciclos dados nas Tabelas 3.2 e 3.3.

Para o concreto uma análise da fadiga mais detalhada pode ser dispensada quando a maior variação para combinação frequente de cargas satisfizer as condições a seguir.

A tensão máxima de compressão no concreto é:

$$\gamma_{Ed} \sigma_{c,max}(G, P, \Psi_1 Q_k) \quad \text{Equação 3.3}$$

$$\gamma_{Ed} \sigma_{c,max} \eta_c \leq 0,45 f_{cd,fat} \quad \text{Equação 3.4}$$

$$f_{cd,fat} = \frac{\beta_{cc}(t) \times 0,85 \times f_{ck} \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{400}\right)}{\gamma_{c,fat}} \quad \text{Equação 3.5}$$

Ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para o ELS. Combinação frequente é aquela que acontece muitas vezes durante o período da vida útil da estrutura e é utilizada para verificação de condições de serviço como vibração excessiva, flechas e fadiga.

A tensão máxima de tração no concreto é:

$$\gamma_{Ed} \sigma_{ct,max}(G, P, \Psi_1 Q_k) \quad \text{Equação 3.6}$$

$$\gamma_{Ed} \sigma_{ct,max} \eta_c \leq 0,33 f_{ctd,fat} \quad \text{Equação 3.7}$$

$$f_{ctd,fat} = \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_{c,fat}} \quad \text{Equação 3.8}$$

Essa é uma verificação indireta da perda de capacidade resistente para garantir que a mesma não será significativa. As variações com sinais opostos devem ser observadas.

$\gamma_{Ed} = 1,0$ para medições in loco das variações, ou quando o método utilizado for preciso, para outros casos considerar 1,1. Quando forem feitas medições in loco com monitoração e análise de dados, os efeitos não precisam ser majorados. Caso o método de obtenção de dados seja aproximado é aconselhável majorar as solicitações em 10%. É um procedimento aplicado em estruturas submetidas a um número limitado (≤ 108) de ciclos de baixa tensão.

Outros tipos de dimensionamento podem ser requeridos, como, por exemplo, a verificação da tensão de cisalhamento no concreto.

Verificação nível 3 (“Level III Approximation”): verificação para grau de carga único.

Para essa verificação deve-se levar em consideração a carga Q que causa fadiga associada a um número n de repetições durante a vida útil da estrutura. Quando a estimativa da carga Q é satisfatória, esse método é mais preciso que o anterior.

As tensões máximas, ou variações de tensões são calculadas para a combinação a seguir:

$$(G + P + \Psi_{1,1}Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i}Q_{k,1}) + Q_{fat} \quad \text{Equação 3.9}$$

As tensões obtidas com a equação acima devem ser multiplicadas por $\gamma_{Ed} = 1,1$ ou $1,0$.

Para as resistências, utilizar $\gamma_{s,fat} = 1,15$ e $\gamma_{c,fat} = 1,5$.

Verificação nível 4 (“*Level IV Approximation*”): espectro de tensões associados a curvas S-N.

Essa verificação é feita baseada em ciclos variáveis de tensões para contabilizar o dano. O histórico de carregamento é representado por um espectro na forma discretizada. A acumulação do dano devido a fadiga é calculada com base no método de acumulação de dano de Palmgren-Miner.

Os 4 métodos descritos acima estão basicamente nos itens 4.5.2.3 e 7.4.1 do FIB Model Code 2010.

Podemos perceber que o primeiro consiste em uma verificação rápida, o segundo em uma comparação da tensão em uma combinação simples com todos os coeficientes 1,0 majorada ao final por 1,1 ou 1,0 e comparada com certos limites.

No terceiro método o nível de carga deve ser representativo do dano real. No quarto método, uma análise mais trabalhosa pode ser feita ao considerar ciclos de amplitudes variáveis.

Nos capítulos de cada material os códigos trazem mais indicações a fadiga.

Fadiga no concreto

O CEB alerta para a dispersão entre resultados experimentais e indica a leitura do Boletim 188 – CEB/FIP (1988) para maiores detalhes.

O código estabelece que para um número N de ciclos que causam fadiga, para uma amplitude de tensões constantes, a resistência do concreto pode ser estimada através das equações mostradas a seguir, sendo elas divididas para os casos de compressão pura, compressão-tração e tração pura.

Para o caso de compressão pura ela estabelece que para valores de $S_{c,min} > 0,8$ as curvas S-N que devem ser utilizadas são idênticas às de $S_{c,min} = 0,8$.

Para $0 \leq S_{c,min} \leq 0,8$, usar:

$$\log \log N_1 = \frac{8}{(Y-1)} (S_{cd,max} - 1) \quad \text{Equação 3.10}$$

$$\log \log N_2 = 8 + \frac{8 \ln \ln 10}{(Y-1)} (Y - S_{cd,min}) \log \log \left(\frac{S_{cd,max} - S_{cd,min}}{Y - S_{cd,min}} \right) \quad \text{Equação 3.11}$$

$$Y = \frac{0.45 + 1.8 S_{cd,min}}{1 + 1.8 S_{cd,min} - 0.3 S_{cd,min}^2} \quad \text{Equação 3.12}$$

Se $\log \log N_1 \leq 8$, então $\log \log N = \log \log N_1$ Equação 3.13a

Se $\log \log N_1 > 8$, então $\log \log N = \log \log N_2$ Equação 3.13b

Com auxílio das Equações 3.10 a 3.13b fornecidas, podemos observar as curvas S-N para o concreto, conforme Figura 3.2.

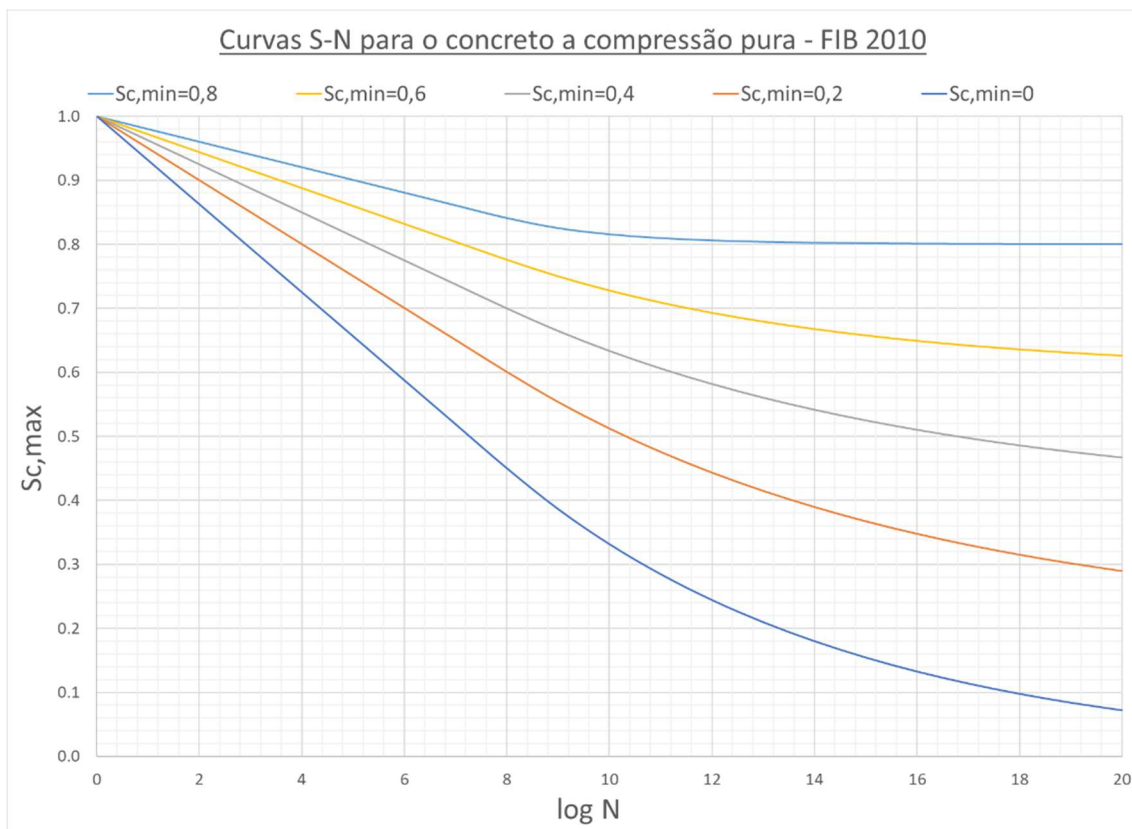


Figura 3.2 – Curvas S-N para o concreto a compressão pura – FIB 2010.

Podemos observar na Figura 3.2 a influência da tensão média nas curvas, materiais com tensão média maior tem resistência a fadiga menor.

$$S_{cd,max} = \gamma_{Ed} \times \eta_c \times \frac{|\sigma_{c,max}|}{f_{cd,fat}} \quad \text{Equação 3.14}$$

$$S_{cd,min} = \gamma_{Ed} \times \eta_c \times \frac{|\sigma_{c,min}|}{f_{cd,fat}} \quad \text{Equação 3.15}$$

$$\Delta S_c = |S_{c,max}| - |S_{c,min}| \quad \text{Equação 3.16}$$

Nota-se que diferente do aço, na escala logarítmica, não ocorre bi linearidade.

O código ainda estabelece uma correção para o f_{ck} tendo em conta o seu comportamento para concretos de alta resistência.

$$f_{ck,fat} = \beta_{cc}(t) \times \beta_{c,sus}(t, t_0) \times f_{ck} \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{400}\right) \quad \text{Equação 3.17}$$

Na compressão com tração, sendo $\sigma_{ct,max} \leq 0.026|\sigma_{c,max}|$, a curva S-N pode ser obtida com:

$$\log \log N = 9(1 - S_{c,max}) \quad \text{Equação 3.18}$$

Para o caso de tração pura ou compressão com tração, sendo $\sigma_{ct,max} > 0.026|\sigma_{c,max}|$, a curva S-N pode ser obtida com:

$$\log \log N = 12(1 - S_{tc,max}) \quad \text{Equação 3.19}$$

No caso do concreto à tração, o código justifica o efeito da fadiga através da propagação de trincas. Em concretos com resistência baixa, os efeitos localizam-se na massa de cimento e na interface massa-agregados. Nos concretos de alta resistência a massa apresenta resistência considerável e o agregado pode falhar por fadiga, havendo trincas nos dois.

As curvas são baseadas em estudos estatísticos onde a segurança é garantida por uma redução da força estática. Para estimar a vida útil a fadiga utilizando espectros de tensões, o código indica o método de acumulação de dano de Palmgren-Miner e indica que a fadiga ocorre quando $D=1$.

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \leq 1, \quad \text{Equação 3.20}$$

O FIB 2010 apresenta o efeito combinado da fadiga com a reologia. No Boletim 188 (1988) é apresentado o efeito na variação do módulo de elasticidade do concreto devido a deterioração acumulada na fadiga. O FIB 2010 traz uma formulação prática para contabilização das deformações devido a fadiga e devido a reologia, sendo as duas funções do coeficiente de fluência.

Para as deformações ao longo do tempo de uma carga constante aplicada no tempo t_0 :

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_0}{E_c(t_0)} + \varphi(t, t_0) \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{E_c(t_i)} + \frac{\varphi(t, t_i)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(t_i) + \varepsilon_{cs}(t, t_s) \quad \text{Equação 3.21}$$

Para as deformações ao longo do tempo de uma carga cíclica aplicada no tempo t_0 :

$$\varepsilon_{cf}(n) = \frac{\sigma_{c,max}}{E_{ci}(t_0)} + \varphi(t, t_0) \frac{\sigma_{c,max} + \sigma_{c,min}}{2E_{ci}} \quad \text{Equação 3.22}$$

Finalmente, em relação ao concreto, o código adota, assim como a norma brasileira, a consideração do gradiente de tensões no concreto a uma profundidade de 30 cm. Na Figura 3.3 estão as curvas S-N para o concreto em casos de tração pura e compressão com pouca tração.

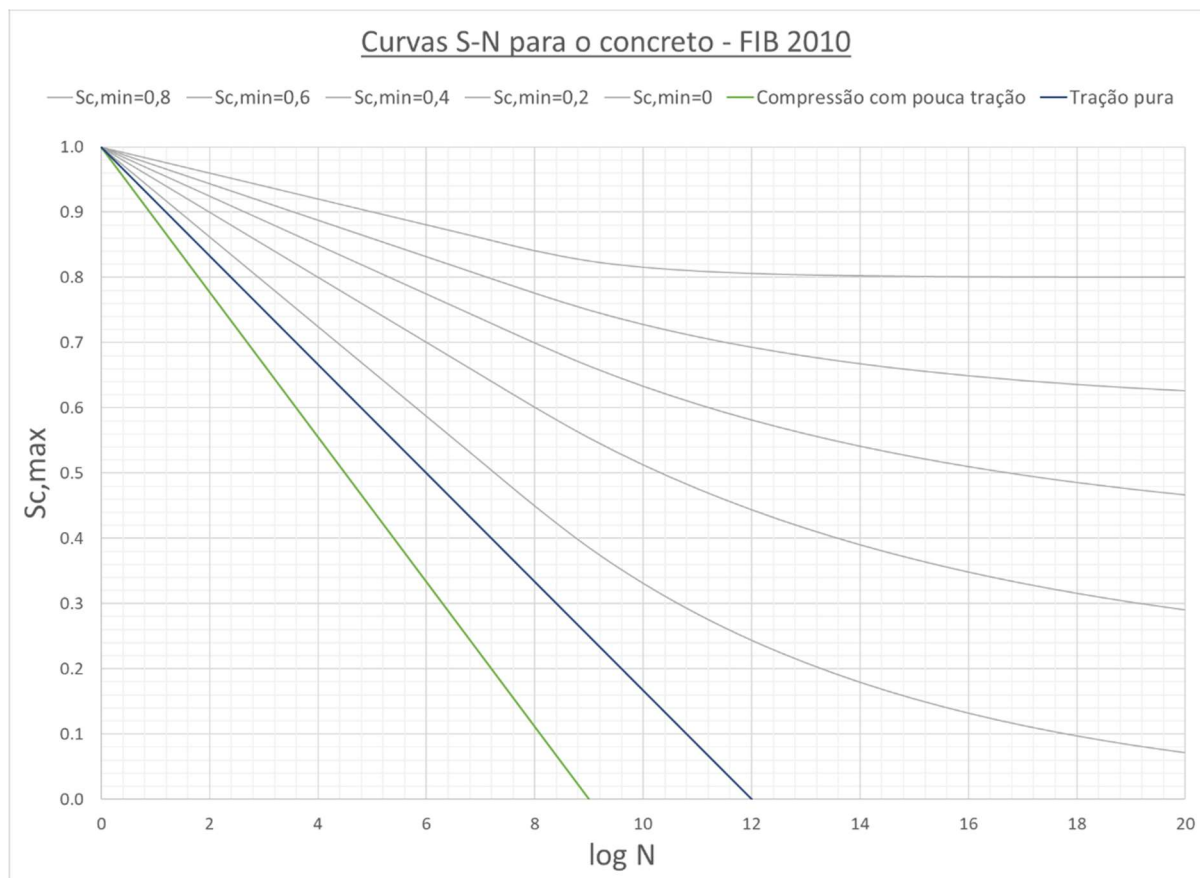


Figura 3.3 – Curvas S-N para o concreto à tração – FIB 2010.

Fadiga no aço

Para o aço são calculadas as equivalências de tensões em modelos lineares elásticos com desconsideração do concreto tracionado e módulo de elasticidade relativo entre aço e concreto com $\alpha=10$. É considerado o Estádio II para estruturas de concreto armado.

As resistências das barras de aço são dadas pelas retas S-N e elas dependem basicamente do diâmetro das barras, geometria, raios de dobramentos, soldas, tornando, portanto, a definição de curvas S-N cuidadosa, conforme pode-se observar nas Tabelas 3.2 e 3.3 e Figuras 3.4 e 3.5.

Tabela 3.2 – Dados para aço passivo – FIB 2010.

Aço Passivo	N*	Expoente de tensão		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa)	
		K1	K2	Para N* ciclos	Para 10 ⁸ ciclos
Barras retas e dobradas com $D \geq 25\Phi$	10 ⁶	5	9	210	125
$\Phi \leq 16\text{mm}$	10 ⁶	5	9	160	95
$\Phi > 16\text{ mm}$	10 ⁶	5	9	*	*
Barras dobradas com $D < 25\Phi$	10 ⁷	3	5	50	30
Barras soldadas, junções e conectores metálicos	10 ⁷	3	5	65	40

* - os valores são os indicados para barra reta multiplicados por $\xi = 0.35 + 0.025D/\phi$

Tabela 3.3 – Dados para aço ativo – FIB 2010.

Aço Ativo	N*	Expoente de tensão		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa)
		K1	K2	Para N* ciclos
Pré tensão: cordoalhas e fios	10 ⁶	5	9	185
Pós tensão				
Cordoalha única em bainha plástica	10 ⁶	5	9	185
Cabos retos e curvos em bainhas plásticas	10 ⁶	5	10	150
Cabos curvos em bainhas metálicas	10 ⁶	5	7	120
Dispositivos de emenda	10 ⁶	5	5	80

Os valores apresentados na Figura 3.4 são para cordoalhas e cabos em bainhas preenchida com graute e não para cabos com detalhes que possam diminuir a sua vida útil (ancoragens, contato com a bainha metálica).

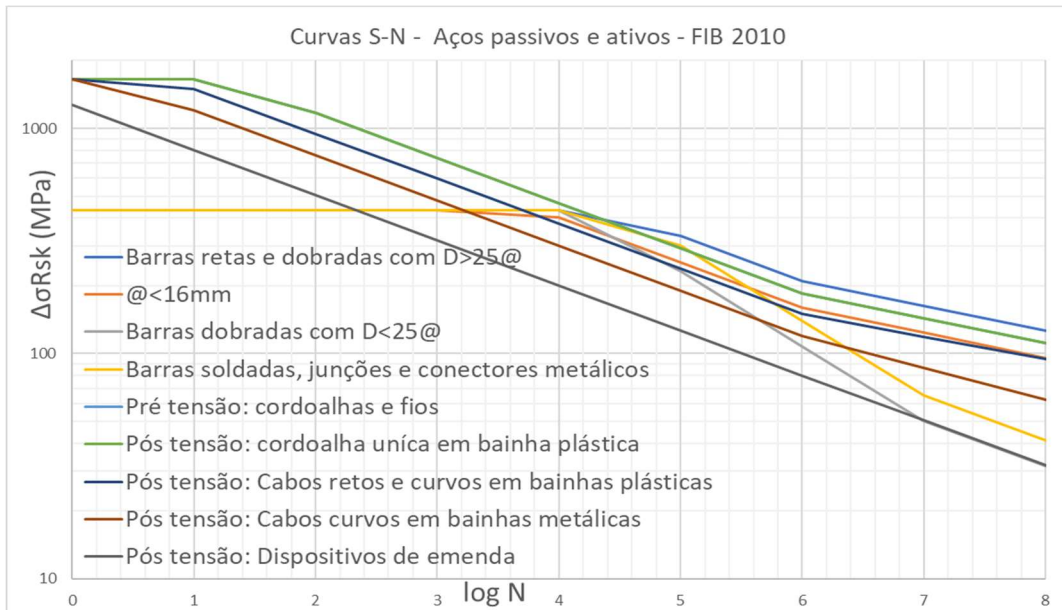


Figura 3.4 – Curvas S-N para o aço em escala vertical logarítmica – FIB 2010.

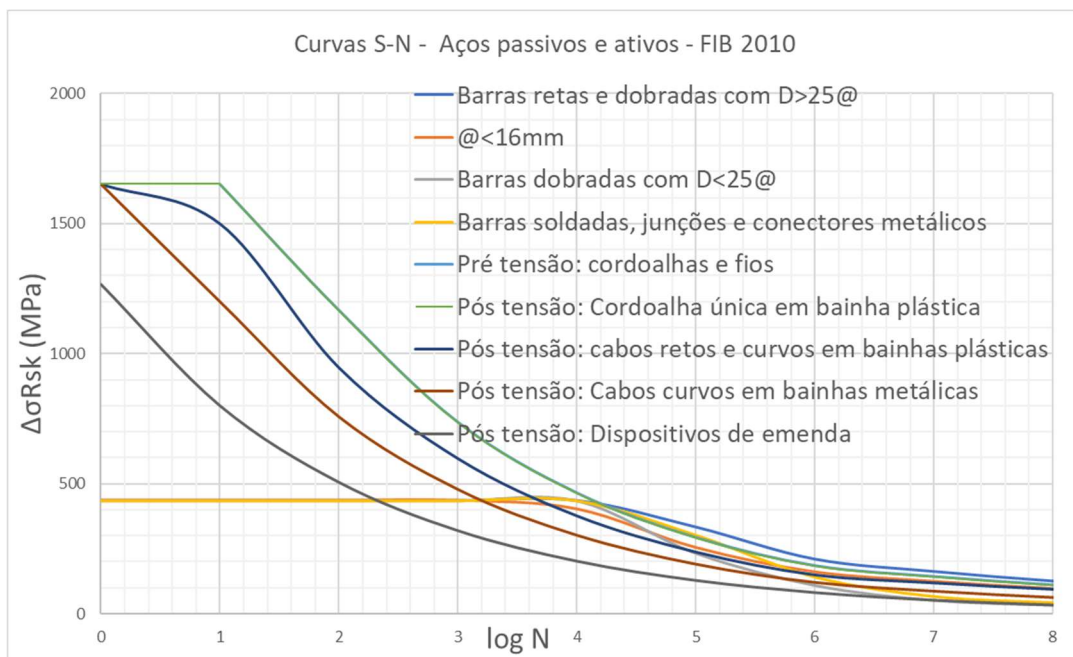


Figura 3.5 – Curvas S-N para o aço – FIB 2010.

3.2 Eurocódigos

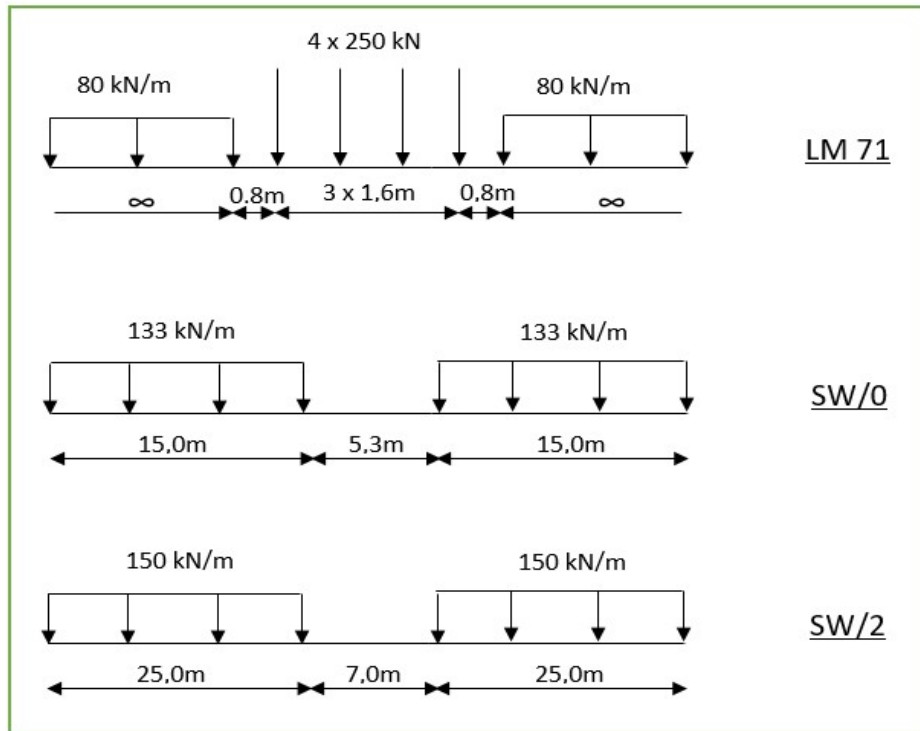


Figura 3.6 – Trens Tipo padrões para análise estática, análise preliminar e método do coeficiente λ – EN 1991-2.

Na Europa, de maneira geral, existem os Eurocódigos (“*Eurocodes*”). Serão apresentados os principais tópicos relativos à fadiga em pontes ferroviárias de concreto. Por vezes foi utilizado o texto em inglês e outras vezes as normas portuguesas.

Segundo o código a fadiga pode ser verificada por um primeiro nível ou análise preliminar onde se analisa a variação máxima de tensão devido a um ciclo de amplitude constante e esse valor é comparado com uma tensão resistente do material para fadiga. Para isso é considerado uma vida a fadiga ilimitada.

Na análise preliminar é utilizada a combinação frequente das ações ($\Psi_1 Q$) utilizando o LM71, SW/0 ou SW/2 (Figura 3.6) e a variação máxima de tensão deve satisfazer:

$$\Delta\sigma_{MAX} < \Delta\sigma_D \quad \text{Equação 3.23}$$

Sendo $\Delta\sigma_D$ a tensão limite de fadiga do detalhe.

Um segundo nível ou análise detalhada pode ser utilizado quando o primeiro método falha.

Dois métodos são apresentados para análise detalhada. O método da tensão equivalente, ou método do coeficiente λ de danos na EM-1992-2 (pontes de concreto), EN 1993-1-9 (estruturas de aço) e EN 1991-2 (ações). Também é apresentado o método da acumulação de danos com auxílio de curvas S-N.

No método da tensão equivalente de danos é apresentada uma tensão equivalente a ser aplicada em um modelo de carga que será comparado com a resistência do material a fadiga.

No método de acumulação de danos as amplitudes do espectro de tensão gerados por composições específicas devem ser multiplicadas por γ_{FL} . Além disso, devem ser transformadas as curvas de resistência a fadiga em curvas de cálculo, utilizando γ_{Mf} para diminuir os valores de $\Delta\sigma_R$. Utiliza-se a regra de Palmegreen-Miner já apresentada e o dano $D \leq 1$.

Nesse nível devem ser definidos os espectros de tensão e através do detalhe é feito o cálculo da vida útil e comparado com valores definidos para a estrutura. Também é possível determinar a vida residual, no caso de estruturas existentes.

Cabe ressaltar que os efeitos adicionais de fadiga provocados por fenômenos de ressonância devem ser estudados para avaliar se o coeficiente de amplificação dinâmica está sendo representativo. Principalmente para trens de alta velocidades.

NP EN 1990 2009 – Bases para o projeto de estruturas (NP – Norma Portuguesa).

No código a fadiga se encontra relacionada nas representações das ações (item 4.1.4), nas combinações das ações (item 6.4.3), no tempo de vida útil do projeto (item 2.3), nos estados limites últimos (item 3.3), nas propriedades dos materiais (item 4.2), no item 6.2 que indica que as combinações para análise da fadiga estão nas diversas partes dos EN 1992 a EN 1999 e finalmente pode-se observar que a parte do código reservada a confiabilidade estrutural por diversas vezes considera a fadiga a parte.

Em relação a representação das ações, devem ser observadas as partes aplicáveis da EM-1991 ou estudos com espectros de ações previstas.

No item 4.1.4 do EN 1990, o código estabelece que os métodos utilizados para fadiga devem ser aqueles indicados no EN 1991 para estruturas de vãos simples e contínuos de pontes. Ainda nessa parte do código são apresentadas diversas verificações de deslocamento e acelerações para tabuleiros de pontes ferroviárias para efeito de conforto do usuário, manutenção de lastro e outros efeitos.

EN 1991-2 2003 – *Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges.*

De acordo com o item 4.6 do EN 1991-2, o tráfego correndo nas pontes produz um espectro de tensões que podem causar fadiga. O espectro depende da geometria do veículo, das cargas dos eixos, dos espaçamentos das cargas, da composição do tráfego e dos seus efeitos dinâmicos. Este normativo trata dos carregamentos em geral, fazendo diversas recomendações específicas

para o caso de fadiga em pontes ferroviárias e rodoviárias. Na seção 4 e mais especificamente no item 4.6 estão os carregamentos para fadiga em rodovias. Para ferrovias, deve ser consultada a seção 6, mais especificamente o item 6.9. Além disso, podem ser encontradas indicações para a fadiga nos anexos B, C e D.

Para o caso das pontes ferroviárias, de acordo com o capítulo 6 do código, três misturas padrões de tráfego ferroviário são dadas como base para calcular a vida a fadiga das estruturas utilizando as curvas S-N. O detalhamento dos trens é de acordo com o “Anexo D” do mesmo código.

Para análise estática e verificação de acordo com o método da tensão equivalente de dano, a norma estabelece 5 modelos de carga para fadiga.

O “*Load Model*” 71 (e “*Load Model*” SW/0 para pontes contínuas) para representar o tráfego normal ferroviário em ferrovias principais. O modelo LM71 representa o tráfego ferroviário normal e foi desenvolvido com base em 6 composições (UIC 776-1R). Compreende trens para transporte de carga, trens para transporte de passageiros, locomotivas isoladas e trens de alta velocidade. As cargas concentradas são para pequenos vãos e efeitos localizados.

O “*Load Model*” SW/2 para representar cargas pesadas. O “*Load Model*” HSLM para representar a carga de trens de passageiros em velocidades altas ($v > 200 \text{ km/h}$).

Por último, ela estabelece um modelo “*unloaded train*” para simular um trem descarregado.

LM71, SW/0 e SW/2 ganham o coeficiente α quando o tráfego esperado é diferente do normal, tornando-se então “*classified vertical loads*”. Sendo, $\alpha = 0.7, 0.83, 0.91, 1.0, 1.10, 1.21, 1.33, 1.46$.

Além disso eles ganham o coeficiente Φ de amplificação dinâmica, que não leva em consideração efeitos de ressonância. O coeficiente Φ é o maior dos coeficientes φ_2 e φ_3 , conforme Equação 3.24 e Equação 3.25

Para condições de manutenção cuidadosa da via:

$$1,00 \leq \varphi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\varphi - 0,2}} + 0,82 \leq 1,67 \quad \text{Equação 3.24}$$

Para condições de manutenção normal da via:

$$1,00 \leq \varphi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\varphi - 0,2}} + 0,73 \leq 2,00 \quad \text{Equação 3.25}$$

L_φ – é o comprimento determinante associado, no caso de vigas bi apoiadas, é o próprio vão teórico da viga.

Para o dimensionamento e detalhamento da ponte a fadiga, os modelos do anexo D ganham coeficientes de amplificação diferente, assim como o HSLM, conforme Equações 3.28 a 3.32.

A Análise da fadiga deve considerar o pior dos dois casos a seguir:

$$\Phi(1 + \phi' + \frac{\phi''}{2}) \times (HSLM \text{ Trens Reais}) \quad \text{Equação 3.26}$$

ou

$$\Phi(\Phi_2, \Phi_3) \times (LM71, SW/0, SW/2) \quad \text{Equação 3.27}$$

Diferentemente do que é apresentado para rodovias, o item 6.9 trata das cargas ferroviárias de forma mais resumida. Ele diz que para o tráfego compatível e baseado no modelo de cargas estático LM71, incluso o coeficiente de impacto ϕ , a análise da fadiga deve ser feita considerando-se três padrões de tráfegos. Um deles é o tráfego padrão (“*standard traffic*”). Para cargas pesadas é indicado o tráfego com eixos de 250kN (*traffic with 250 kN-axles*). Ainda existe o tráfego leve (“*light traffic mix*”). São casos para quando a composição do tráfego na ponte é mista, predominantemente transporte de cargas pesados (minério de ferro) ou composta por trens leves de passageiros.

É sempre considerada a passagem de 25×10^6 passagens de toneladas de tráfego sobre cada pista da ponte anualmente, sendo consideradas no máximo duas vias carregadas, para fadiga.

No anexo D da EN 1991-2 (2003), são apresentados coeficientes de amplificação dinâmica específicos para a análise da fadiga, ϕ' e ϕ'' , para serem aplicados nos trens reais no cálculo do dano de fadiga, em substituição dos fatores ϕ_2 e ϕ_3 que são aplicados nos modelos LM71, SW/0 e SW/2.

$$\phi = 1 + \frac{1}{2}(\phi' + \frac{1}{2}\phi'') \quad \text{Equação 3.28}$$

$$\phi' = \frac{K}{1-K+K^4} \quad \text{Equação 3.29}$$

$$K = \frac{v}{160}; L \leq 20m \quad \text{Equação 3.30}$$

$$K = \frac{v}{47,16L^{0,408}}; L > 20m \quad \text{Equação 3.31}$$

$$\phi'' = 0,56e^{-\frac{L^2}{100}} \quad \text{Equação 3.32}$$

v é a velocidade (m/s) e L o comprimento determinante (m).

O anexo ainda indica que a avaliação da fadiga, em geral uma verificação da variação da tensão, deve ser feita de acordo com os EN 1992, EN 1993 e EN 1994.

Ele exemplifica o método do coeficiente λ pela primeira vez para estruturas de aço através da Equação 3.33.

$$\gamma_{Pf} \lambda \phi_2 \Delta\sigma_{71} \leq \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} \quad \text{Equação 3.33}$$

Onde,

γ_{Pf} – é o fator de segurança parcial para fadiga, recomendado 1,0.

λ – é o fator de equivalência de dano que leva em consideração o tráfego em serviço na ponte e o vão. Os valores de λ são dados nos EN 1992 a EN 1999.

ϕ_2 – é o fator de amplificação dinâmica, coeficiente de impacto, Φ .

$\Delta\sigma_{71}$ – é a variação de tensão devido ao modelo LM71(ou SW/0) sem o coeficiente α , na posição mais desfavorável.

$\Delta\sigma_C$ – Resistência na fadiga, no caso de estruturas de aço, ver EN 1993.

γ_{Mf} – Fator de segurança parcial.

A norma apresenta 12 tipos diferentes de composições ferroviárias. As composições tipo 1 e 2 são para trens de passageiros. Os tipos 3 e 4 são trens de alta velocidade. Os tipos 5 a 8, 11 e 12 são para trens de carga pesada. O tipo 10 é para vagões metroviários e o tipo 9 um trem suburbano de múltiplas unidades.

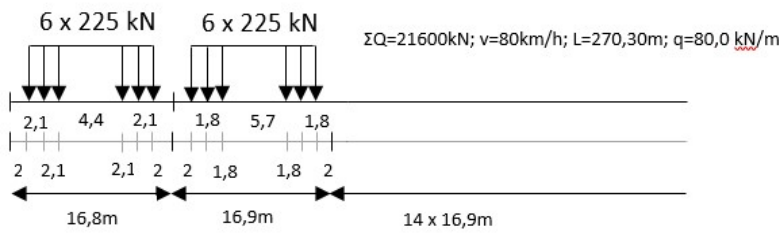
Serão apresentadas nas figuras 3.7 e 3.8 os trens de carga pesada utilizados para o cálculo da vida útil de vigas ferroviárias no Capítulo 7.

Na Tabela 3.4 é apresentado o agrupamento dos trens e a frequência de passagem anual para cálculo do dano.

Tabela 3.4 – Composições de tráfego pesado para verificação da fadiga – EN 1991-2 2003 – Anexo D

Trem Tipo	Nº trens / dia	Massa do trem (t)	Volume de tráfego anual (10 ⁶ t/ano)
5	6	2160	4,73
6	13	1431	6,79
11	16	1135	6,63
12	16	1135	6,63
Σ	51		24,78

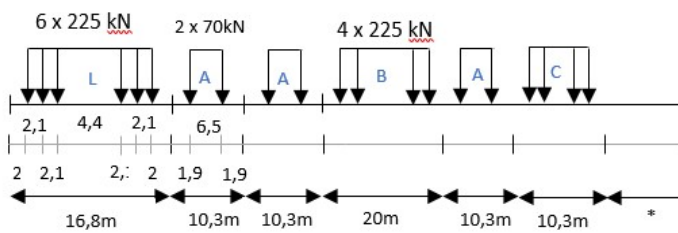
Locomotive-hauled freight train



TYPE 5

Locomotive-hauled freight train

$\Sigma Q=14310\text{kN}$; $v=100\text{km/h}$; $L=333,10\text{m}$; $q=43,0\text{ kN/m}$

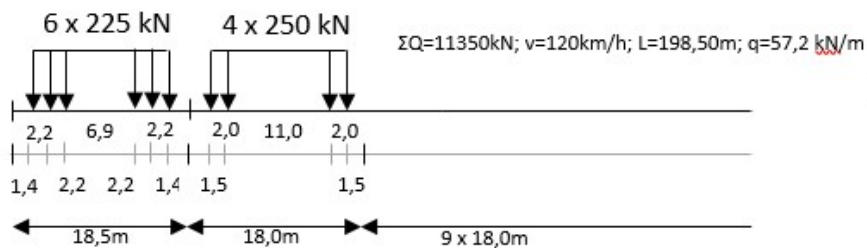


TYPE 6

*continua com: C-A-B-B-B-A-A-C-C-A-B-C-A-A-C-C-B.

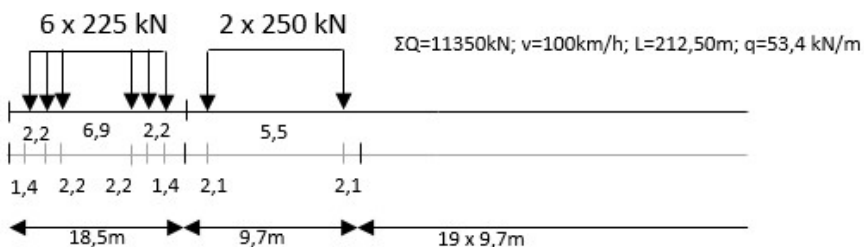
Figura 3.7 – Composições para verificação da fadiga 1 – EN 1991-2 2003 – Anexo D.

Locomotive-hauled freight train – heavy traffic



TYPE 11

Locomotive-hauled freight train – heavy traffic



TYPE 12

Figura 3.8 – Composições para verificação da fadiga 2 – EN 1991-2 2003 – Anexo D.

NP EN 1992-1-1 2010 – Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.

Tabela 3.5 – Dados para aço passivo – NP EN 1992-1-1 2010.

Aço Passivo	N*	Expoente de tensão		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa)
		K1	K2	N* ciclos
Barras retas e dobradas*	10^6	5	9	162,5
Barras soldadas e telas eletrosoldadas	10^7	3	5	58,5
Dispositivo de emenda	10^7	3	5	35

* - os valores para barras dobradas são aqueles indicados para barra reta multiplicados pelo coeficiente redutor $\xi = 0.35 + 0.026D/\phi$

Tabela 3.6– Dados para aço de protensão – NP EN 1992-1-1 2010.

Aço Ativo	N*	Expoente de tensão		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa)
		K1	K2	N* ciclos
Pré tensão: cordoalhas e fios	10^6	5	9	185
Pós tensão				
Cordoalha única em bainha plástica	10^6	5	9	185
Cabos retos e curvos em bainhas plásticas	10^6	5	10	150
Cabos curvos em bainhas metálicas	10^6	5	7	120
Dispositivos de emenda	10^6	5	5	80

A norma europeia portuguesa indica que os coeficientes parciais em relação aos materiais para utilizar na fadiga, são $\gamma_c = 1,5$ e $\gamma_s = 1,15$, tanto para aço passivo quanto ativo. No item 5.10.9, em relação a protensão e a verificação da fadiga, os valores dos esforços de protensão devem ser majorados ou minorados de até 10% em função do sistema de protensão adotado. A norma ainda adota o mesmo fator de compatibilização de tensões nas armaduras que o CEB e a norma brasileira. Os valores do coeficiente de aderência são por vezes distintos. Deve ser feita a correção da biela para o cortante. A combinação de ações é similar a combinação frequente.

Para verificação das armaduras para concreto armado e protendido o código estabelece as curvas S-N a serem utilizadas para verificação para o dano correspondente a uma variação de

tensão única, sendo que as ações devem ser multiplicadas por $\gamma_{F,fat} = 1,0$ e a variação de tensão resistente deve ser dividida por $\gamma_{S,fat}$. As curvas S-N são dadas nas Figuras 3.9 e 3.10. N^* é definido como o número de ciclos para a carga operacional real. Os coeficientes das curvas são dados nas Tabela 3.5 e 3.6.

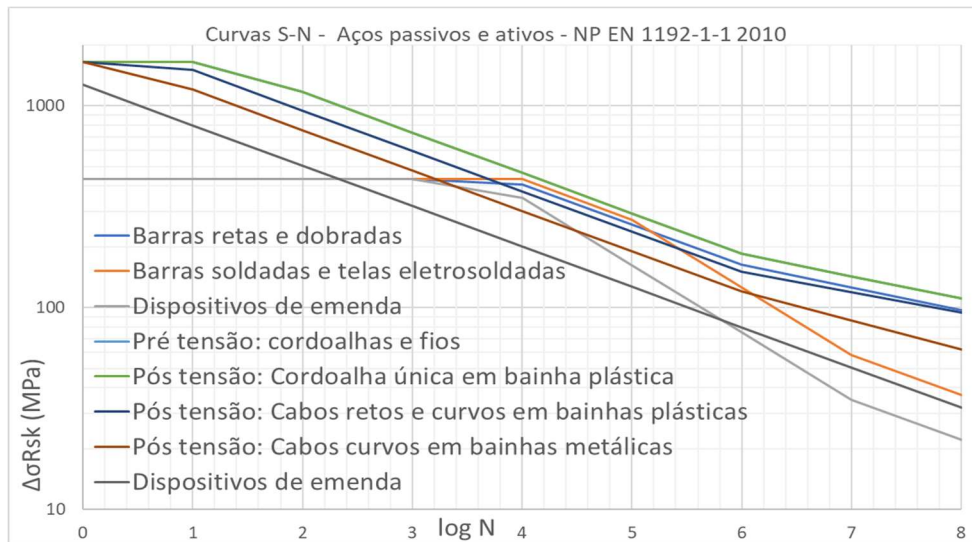


Figura 3.9 – Curvas S-N para o aço em escala vertical logarítmica – NP EN 1992-1-1 2010.

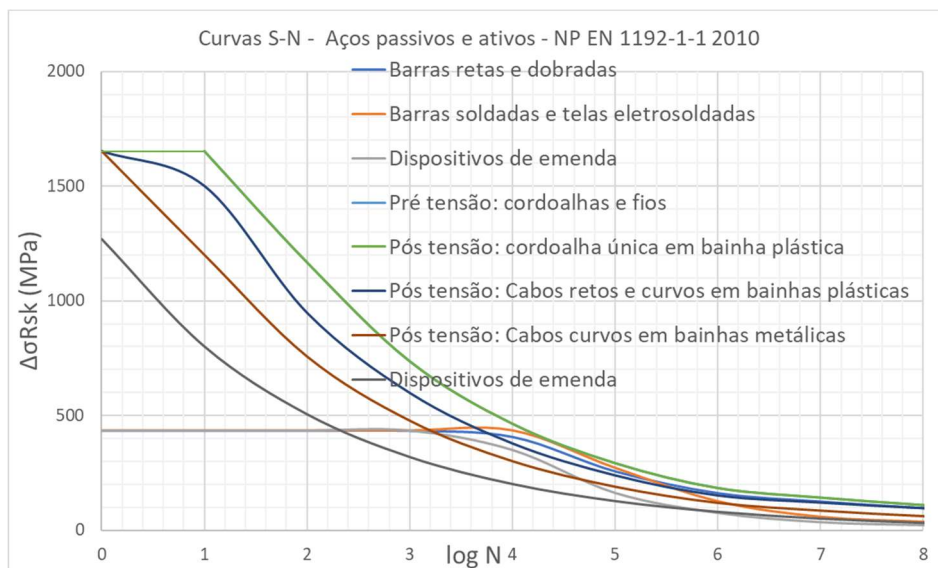


Figura 3.10 – Curvas S-N para o aço – NP EN 1992-1-1 2010.

O código estabelece que para ciclos múltiplos com diferentes níveis de tensão, o dano poderá ser acumulado utilizando o critério de Palmgren-Miner com $D \leq 1,0$. As tensões nas armaduras sujeitas a fadiga não podem passar da tensão de cedência (tensão de escoamento) do aço.

Ao invés da verificação explícita da resistência ao dano, a verificação para as armaduras poderá também ser efetuada por meio da variação de tensão equivalente em relação ao dano de acordo com a equação 3.27.

O código ainda indica que se pode considerar a verificação à fadiga de barras não soldadas atendidas quando a variação de tensão para a combinação frequente é menor que 70 MPa. Para barras soldadas 35 MPa. Indicações específicas para cabos protendidos com ligações são dadas.

Para o concreto em compressão ou cisalhamento, a norma considera que a fadiga pode ser atendida quando a condição seguinte for satisfeita:

Para o concreto em compressão:

$$E_{cd,max,equ} + 0,43\sqrt{1 - R_{equ}} \leq 1 \quad \text{Equação 3.34}$$

$$R_{equ} = \frac{E_{cd,min,equ}}{E_{cd,max,equ}} \quad \text{Equação 3.35}$$

$$E_{cd,min,equ} = \frac{\sigma_{cd,min,equ}}{f_{cd,fat}} \quad \text{Equação 3.36}$$

$$E_{cd,max,equ} = \frac{\sigma_{cd,max,equ}}{f_{cd,fat}} \quad \text{Equação 3.37}$$

$$f_{cd,fat} = \beta_{cc}(t_0) \times k_1 \times f_{cd} \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad \text{Equação 3.38}$$

Com $k_1=0,85$.

Também pode-se considerar a verificação da fadiga atendida no concreto a compressão se a seguinte condição for satisfeita, de acordo com o código:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \leq 0,9 \text{ para } f_{ck} \leq 50MPa \quad \text{Equação 3.39}$$

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \leq 0,8 \text{ para } f_{ck} > 50MPa \quad \text{Equação 3.40}$$

EN 1992-2 (2005) – Design of concrete structures – Concrete bridges – Design and detailing rules

É o código específico para dimensionamento e detalhamento no projeto de pontes.

O código basicamente trata da fadiga no capítulo 6.8, dentro de estados limites últimos e no anexo NN da norma EM-1992-2.

A verificação da fadiga de acordo com o item 6.8.7 deve ser feita com a consideração de dados de tráfego, curvas S-N e modelos de cargas especificados por autoridades nacionais de cada país.

Ela ainda indica um método simplificado baseado no coeficiente λ para pontes ferroviárias.

Quando utilizada a regra de Miner para o concreto, as resistências para cada nível de tensão são dadas pelas curvas S-N ou calculadas de uma forma simplificada usando a Inequação 3.34 substituindo o coeficiente “0,43” por “ $(\log N_i)/14$ ” e transformando-a na Equação 3.42.

$$\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad \text{Equação 3.41}$$

$$N_i = 10^{\left(14 \frac{1-E_{cd,max,i}}{\sqrt{1-R_i}}\right)} \quad \text{Equação 3.42}$$

$$R_i = \frac{E_{cd,min,i}}{E_{cd,max,i}} \quad \text{Equação 3.43}$$

$$E_{cd,min,i} = \frac{\sigma_{cd,min,i}}{f_{cd,fat}} \quad \text{Equação 3.44}$$

$$E_{cd,max,i} = \frac{\sigma_{cd,max,i}}{f_{cd,fat}} \quad \text{Equação 3.45}$$

No anexo NN, é dado um procedimento simplificado para calcular a tensão de dano equivalente para verificação de fadiga na superestrutura de rodovias e ferrovias de concreto. Os procedimentos são baseados nos modelos de carga dados no EN 1991-2.

Para o aço a tensão de dano equivalente deve ser calculada com:

$$\Delta\sigma_{S,equ} = \lambda_S \phi_2 \Delta\sigma_{S,71} \quad \text{Equação 3.46}$$

$$\lambda_S = \lambda_{S1} \times \lambda_{S2} \times \lambda_{S3} \times \lambda_{S4} \quad \text{Equação 3.47}$$

$$\lambda \leq \lambda_{max} = 1,4 \quad \text{Equação 3.48}$$

Onde,

$\lambda_{S,1}$ – Coeficiente devido aos efeitos do tráfego na estrutura em função do vão e tipo do elemento (viga continua).

$\lambda_{S,2}$ – Coeficiente devido volume do tráfego na estrutura.

$\lambda_{S,3}$ – Coeficiente devido ao período de vida útil exigido para a estrutura.

$\lambda_{S,4}$ – Coeficiente devido aos tráfegos em outras vias.

O fator $\lambda_{S,1}$ é função do comprimento crítico da linha de influência (do esforço em questão) e do tráfego. Os valores são dados na Tabela 3.7. Os valores foram calculados com base numa razão constante entre momentos fletores e variações de tensões. Para valores da linha de influência de 2 a 20 metros pode-se obter o coeficiente com a Equação 3.49.

$$\lambda_{S,1}(L) = \lambda_{S,1}(2m) + [\lambda_{S,1}(20m) - \lambda_{S,1}(2m)] \times (\log L - 0,3) \quad \text{Equação 3.49}$$

$$\lambda_{S,2} = \frac{k_2 \sqrt{\text{Vol}}}{\sqrt{25.10^6}} \quad \text{Equação 3.50}$$

Onde,

Vol é o volume do tráfego anual (t/ano/pista).

k_2 é a inclinação da curva S-N.

$$\lambda_{S,3} = \frac{k_2 \sqrt{\frac{N_{Years}}{100}}}{\sqrt{100}} \quad \text{Equação 3.51}$$

Onde,

N_{years} é a vida útil da ponte.

$$\lambda_{S,4} = \sqrt[2]{n + (1 - n) \times s_1^{k_2} + (1 - n) \times s_2^{k_2}} \quad \text{Equação 3.52}$$

$$s_1 = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_{1+2}} \quad \text{Equação 3.53}$$

$$s_2 = \frac{\Delta\sigma_2}{\Delta\sigma_{1+2}} \quad \text{Equação 3.54}$$

Onde,

“n” é a proporção do tráfego que cruza a ponte simultaneamente, n=0,12. Os valores de tensão são aqueles provocados pelo LM71 em uma ou duas pistas.

Para o **concreto em compressão** a resistência a fadiga é satisfeita quando a seguinte inequação é atendida:

$$14 \times \frac{1 - E_{cd,max,equ}}{\sqrt{1 - R_{equ}}} \geq 6 \quad \text{Equação 3.55}$$

$$R_{equ} = \frac{E_{cd,min,equ}}{E_{cd,max,equ}} \quad \text{Equação 3.56}$$

$$E_{cd,min,equ} = \gamma_{sd} \frac{\sigma_{cd,min,equ}}{f_{cd,fat}} \quad \text{Equação 3.57}$$

$$E_{cd,max,equ} = \gamma_{sd} \frac{\sigma_{cd,max,equ}}{f_{cd,fa}}$$

Equação 3.58

Tabela 3.7 – coeficiente $\lambda_{(S,1)}$ para fadiga anexo NN – EN 1992 -2

	L(m)	s*	h*
[1]	≤ 2	0,90	0,95
	≥ 20	0,65	0,70
[2]	≤ 2	1,00	1,05
	≥ 20	0,70	0,70
[3]	≤ 2	1,25	1,35
	≥ 20	0,75	0,75
[4]	≤ 2	0,80	0,85
	≥ 20	0,40	0,40
vigas bi apoiadas			

	L(m)	s*	h*
[1]	≤ 2	0,95	1,05
	≥ 20	0,5	0,55
[2]	≤ 2	1,00	1,15
	≥ 20	0,55	0,55
[3]	≤ 2	1,25	1,40
	≥ 20	0,55	0,55
[4]	≤ 2	0,75	0,90
	≥ 20	0,35	0,30
viga contínua (vãos centrais)			

	L(m)	s*	h*
[1]	≤ 2	0,90	1,00
	≥ 20	0,65	0,65
[2]	≤ 2	1,05	1,15
	≥ 20	0,65	0,65
[3]	≤ 2	1,30	1,45
	≥ 20	0,65	0,70
[4]	≤ 2	0,80	0,90
	≥ 20	0,35	0,35
viga contínua (vãos externos)			

	L(m)	s*	h*
[1]	≤ 2	0,85	0,85
	≥ 20	0,70	0,75
[2]	≤ 2	0,90	0,95
	≥ 20	0,70	0,75
[3]	≤ 2	1,10	1,10
	≥ 20	0,75	0,80
[4]	≤ 2	0,70	0,70
	≥ 20	0,35	0,40
viga contínua (apoios intermediários)			

s* - tráfego normal.

h* - tráfego pesado.

[1] aço passivo, pré-tensão (todas), pós-tensão (cordoalhas em bainhas plásticas e cabos retos em bainhas metálicas).

[2] pós-tensão (cabos curvos em bainhas metálicas); Curvas S-N com $k_1=3$, $k_2=7$ e $N^*=10^6$.

[3] dispositivos de emenda (aço duro); Curvas S-N com $k_1=3$, $k_2=5$ e $N^*=10^6$.

[4] dispositivos de emenda (aço doce); Curvas S-N com $k_1=3$, $k_2=5$ e $N^*=10^7$.

As tensões máximas e mínimas para a verificação com equivalência de dano devem ser calculadas com as Equações 3.59 e 3.60.

$$\sigma_{cd,max,equ} = \sigma_{c,perm} + \lambda_c(\sigma_{c,max,71} - \sigma_{c,perm}) \quad \text{Equação 3.59}$$

$$\sigma_{cd,min,equ} = \sigma_{c,perm} - \lambda_c(\sigma_{c,perm} - \sigma_{c,min,71}) \quad \text{Equação 3.60}$$

Os valores de tensões do LM71 são afetados do coeficiente de impacto e dados para uma combinação característica.

Sendo:

$$\lambda_c = \lambda_{c,0} \times \lambda_{c,1} \times \lambda_{c,2,3} \times \lambda_{c,4} \quad \text{Equação 3.61}$$

$$\lambda \leq \lambda_{max} = 1,4 \quad \text{Equação 3.62}$$

Onde,

$\lambda_{c,0}$ – Coeficiente devido a tensão permanente no concreto.

$\lambda_{c,1}$ – Coeficiente devido aos efeitos do tráfego na estrutura em função do vão (linha ou área de influência) e tipo do elemento (viga contínua).

$\lambda_{c,2,3}$ – Coeficiente devido volume do tráfego na estrutura e o período de vida útil exigido para a estrutura.

$\lambda_{c,4}$ – Coeficiente devido ao tráfego em outras vias.

Para a zona de compressão:

$$\lambda_{c,0} = 0,94 + 0,2 \times \frac{\sigma_{c,perm}}{f_{cd,fat}} \geq 1 \quad \text{Equação 3.63}$$

Para a zona de tração pré-comprimida (incluindo protensão):

$$\lambda_{c,0} = 1 \quad \text{Equação 3.64}$$

Os valores do coeficiente em função do vão são dados na Tabela 3.8.

$$\lambda_{c,1}(L) = \lambda_{c,1}(2m) + [\lambda_{c,1}(20m) - \lambda_{c,1}(2m)] \times (\log L - 0,3) \quad \text{Equação 3.65}$$

No caso do concreto os coeficientes 2 e 3 foram agrupados em um coeficiente único, dado por:

$$\lambda_{c,2,3} = 1 + \frac{1}{8} \log \log \left[\frac{Vol}{25.10^6} \right] + \frac{1}{8} \log \log \left[\frac{Nyears}{100} \right] \quad \text{Equação 3.66}$$

Onde,

Vol é o volume do tráfego anual (tons/ano/pista).

Para $a \leq 0,8$

$$\lambda_{c,4} = 1 + \frac{1}{8} \log \log n \geq 0,54 \quad \text{Equação 3.67}$$

Para $a > 0,8$:

$$\lambda_{c,4} = 1 \quad \text{Equação 3.68}$$

$$a = \frac{\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2})}{\sigma_{c1+2}} \quad \text{Equação 3.69}$$

Tabela 3.8 – coeficiente para fadiga anexo NN – EN 1992 -2.

	L(m)	s*	h*
[1]	≤ 2	0,70	0,70
	≥ 20	0,75	0,75
[2]	≤ 2	0,95	1,00
	≥ 20	0,90	0,90

vigas bi apoiadas

	L(m)	s*	h*
[1]	≤ 2	0,75	0,90
	≥ 20	0,55	0,55
[2]	≤ 2	1,05	1,15
	≥ 20	0,65	0,70

viga contínua (vãos centrais)

	L(m)	s*	h*
[1]	≤ 2	0,75	0,80
	≥ 20	0,70	0,70
[2]	≤ 2	1,10	1,20
	≥ 20	0,70	0,70

viga contínua (vãos externos)

	L(m)	s*	h*
[1]	≤ 2	0,70	0,75
	≥ 20	0,85	0,85
[2]	≤ 2	1,10	1,15
	≥ 20	0,80	0,85

viga contínua (apoios intermediários)

s* - tráfego normal.

h* - tráfego pesado.

[1] área comprimida.

[2] área de tração pré-comprimida.

3.3 NBR 6118

Conforme apresentado no início do capítulo 3, a norma brasileira traz uma norma específica para o carregamento ferroviário, a NBR 7189:1985 que foi cancelada em 2015.

A fadiga no concreto é tratada no capítulo 23 da NBR 6118 – Ações dinâmicas e fadiga.

A norma de ações, NBR 8681, diferentemente do que é apresentado resumidamente na NBR 6118, apresenta a consideração de dois coeficientes distintos para obras ferroviárias de acordo com a sua utilização, ver Tabelas 3.9 e 3.10.

A norma brasileira NBR 7189 apresenta 4 trem-tipos, sem fazer considerações sobre como compor os trem-tipos nos casos da análise do dano.

Em todos os projetos modernos da Ferrovia Norte-Sul da década de 90 até os dias de hoje, os viadutos ferroviários especializados são dimensionados para o TB-360 para consideração do transporte de minério de ferro. O TB-360 é mostrado na Figura 3.11.

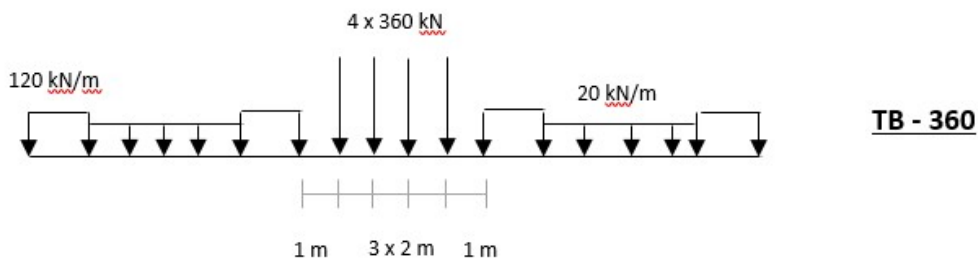


Figura 3.11 – Trem-tipo NBR 7189:1985.

A NBR assim como o FIB diz que a fadiga capaz de provocar danos com menos que 20.000 repetições não é tratada pelo código. A fadiga é dita de alta intensidade.

São válidas então para 2.000.000 (dois milhões) de ciclos e ações de baixa e média intensidade.

Para a combinação de ações devido a um espectro de cargas, a norma indica o método de acumulação de dano de Palmgren-Miner de acordo com a Equação 3.70.

$$\sum \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad \text{Equação 3.70}$$

Ela também estabelece a combinação de ações a ser utilizada como a combinação frequente de ações mostrada a seguir:

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{qjk} \quad \text{Equação 3.71}$$

O coeficiente ψ_1 é dado pela NBR 6118 e pela NBR8681:

Tabela 3.9 – Coeficientes para fadiga NBR 6118.

Ações	ψ_1	N (ciclos)
Pontes ferroviárias	1,0	2×10^6

Tabela 3.10 – Coeficientes para fadiga NBR 8681.

Carga móvel e seus efeitos dinâmicos	$\Psi_{1,fad}$	N (ciclos)
Pontes Ferroviárias		
Especializadas	1,0	2×10^6
Não-especializadas	0,8	2×10^6

Em relação aos modelos de cálculo para fadiga, a norma brasileira diz que o cálculo das tensões pode ser feito no estágio II, desprezando a resistência a tração no concreto.

Os dois modelos para cortante podem ser utilizados, porém com correção da inclinação da biela no caso do modelo dois, sendo que, para ambos os modelos, a parcela resistente do concreto utilizada no dimensionamento a cortante estático deve ser dividido por dois devido a característica cíclica do carregamento e a correspondente queda da resistência do concreto para este tipo de sollicitação.

A norma estabelece os coeficientes $\gamma_f = 1,0$, $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$.

Para considerar a diferença de deformações da armadura passiva ou ativa aderente a compatibilização de tensões é a mesma apresentada no CEB e *Eurocode*, com os mesmos coeficientes do CEB, conforme Equação 3.72.

$$\eta_s = \frac{1 + \frac{A_p}{A_s}}{1 + \frac{A_p}{A_s} \sqrt{\xi \frac{\phi_s}{\phi_p}}} \quad \text{Equação 3.72}$$

Onde,

A_p – é a área de armadura ativa,

A_s – é a área de armadura passiva.

ϕ_s – é o menor diâmetro do aço passivo.

ϕ_p – é o diâmetro do aço de protensão, para feixes $\phi_{equi} = 1,6 \sqrt{\text{Área do feixe}}$

O coeficiente ξ tem os seguintes valores:

Na pós-tração:

0,2 para aço de protensão liso

0,4 para cordoalhas

0,6 para fios entalhados

1,0 para barras nervuradas

Na pré-tração:

0,6 para cordoalhas

0,8 para aços entalhados

A verificação do **concreto** apresenta uma equação com a consideração do gradiente, sendo atendida quando:

$$\eta_c \times \gamma_f \times \sigma_{c,max} \leq f_{cd,fat} \quad \text{Equação 3.73}$$

$$f_{cd,fat} = 0,45f_{cd} \quad \text{Equação 3.74}$$

$$\eta_c = \frac{1}{1,5 - 0,5 \times (\sigma_{c1} / \sigma_{c2})} \quad \text{Equação 3.75}$$

Tabela 3.11 – Parâmetros de resistência a fadiga - NBR 6118.

Armadura passiva, aço CA-50									
Valores de $\Delta f_{sd,fad,min}$ para 2×10^6 ciclos (MPa)									
Caso	ϕ mm								Tipo
	10	12,5	16	20	22	25	32	40	
Barras Retas ou dobradas com $D \geq 25\phi$	190	190	190	185	180	175	165	150	T1
Barras Retas ou dobradas com $D < 25\phi$ $D = 5\phi < 20\text{mm}$ $D = 8\phi \geq 20\text{mm}$	105	105	105	105	100	95	90	85	T1
Estribos $D = 3\phi \leq 10\text{mm}$	85	85	85	-	-	-	-	-	T1
Ambiente Marinho Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65	T4
Barras soldadas e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T4
Armadura ativa									
Caso	Valores de $\Delta f_{sd,fad,min}$ para 2×10^6 ciclos (MPa)								
Pré-tração, fio ou cordoalha retos	150								T1
Pós-tração, cabos curvos	110								T2
Cabos retos	150								T1
Conectores mecânicos e ancoragens (caso de cordoalha engraxada)	70								T3

Para a tensão do **concreto à tração** é apresentada a verificação:

$$\gamma_f \times \sigma_{ct,max} \leq f_{ctd,fat} \quad \text{Equação 3.76}$$

$$f_{ctd,fat} = 0,3f_{ctd,inf} \quad \text{Equação 3.77}$$

Para a verificação da **armadura de aço passivo e ativo**, a norma apresenta a Tabela 3.11 com os valores de resistência e classificação dos casos diferenciados para fadiga. Através da classificação em 4 tipos, na Tabela 3.12, são apresentados os coeficientes das curvas S-N.

$$\gamma_f \times \Delta\sigma_s = \Delta\sigma_{s,max} - \Delta\sigma_{s,min} \leq \Delta f_{sd,fad} \quad \text{Equação 3.78}$$

O Caso Barra reta é apenas na primeira linha, sugestão de correção para a NBR 6118.

Tabela 3.12 – Parâmetros curvas S-N - NBR 6118.

Tipo	N*	k ₁	k ₂
T1	10 ⁶	5	9
T2	10 ⁶	3	7
T3	10 ⁶	3	5
T4	10 ⁷	3	5

As curvas dos aços para a norma brasileira são mostradas nas Figuras 3.12 e 3.13, de maneira simplificada, agrupadas de acordo com a Tabela 3.10.

O coeficiente de amplificação dinâmica é dado pela NBR 7187:2003, conforme Equação 3.79.

$$\phi = 0,001 \times (1600 - 60\sqrt{L} + 2,25L) \geq 1,2 \quad \text{Equação 3.79}$$

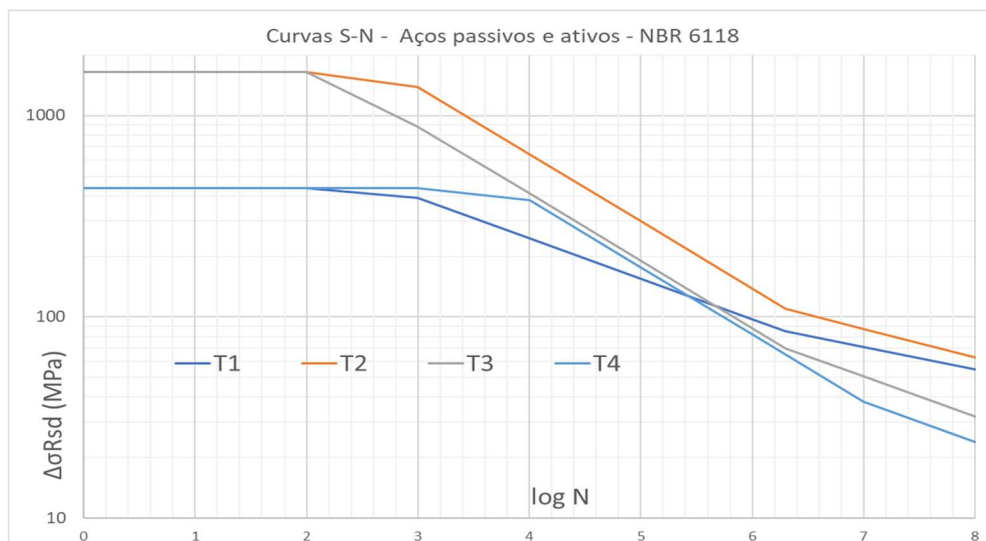


Figura 3.12 – Curvas S-N para o aço em escala vertical logarítmica – NBR 6118:2014.

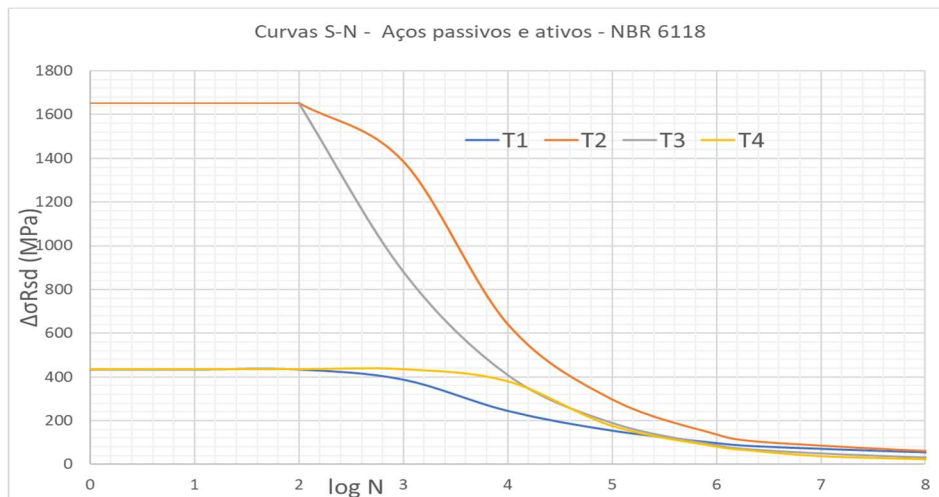


Figura 3.13 – Curvas S-N para o aço – NBR 6118:2014.

3.4 AASHTO

Atualmente a norma americana para pontes rodoviárias se encontra na 9ª edição (2020). O título da norma é *LRFD Bridge Design Specifications*. As observações retratadas aqui referem-se a versão da oitava edição (2017).

A AASHTO é baseada nos estados limites e o modelo de cargas para fadiga foi desenvolvido para representar a realidade das rodovias dos EUA.

A “*American Association of State Highway and Transportation Officials*”, organiza o normativo em 15 capítulos.

Diferentemente da norma brasileira, a AASHTO procura dentro de um único normativo específico para rodovias trazer todas as indicações sobre os carregamentos, modelos de análise e coeficientes. Nos capítulos referentes às estruturas de concreto e de aço, onde são apresentados os métodos de verificação. O projeto de fundações também é incluído.

Já no seu primeiro capítulo, item 1.3.2.3 o código define que a fadiga é um estado limite e deve ser tomado em conta através de restrições na variação de tensão devida à passagem de um único caminhão em um determinado ciclo esperado. Ele é um método que tem a intenção de limitar o crescimento da fissura para cargas repetidas e prevenir a fratura durante a vida útil.

Posteriormente, no item 3.4 (“*Load Factors and Combinations*”), a norma estabelece duas combinações para fadiga, uma admitindo a vida útil ilimitada e outra a limitada.

Os coeficientes para o modelo “*Fatigue I*” aplicados em um caminhão único tendo o espaçamento de eixos definidos conforme mostrado a seguir, tenta reproduzir o efeito do tráfego

para o dimensionamento de vida útil infinita. Ele foi escolhido para que a variação máxima de tensão para um espectro variável aleatório seja 2,2 vezes aquela causada pela combinação “*Fatigue IP*”. Essa variação no coeficiente é mostrada na Tabela 3.13.

Os coeficientes para o modelo “*Fatigue IP*”, também aplicados em um caminhão único, tentam reproduzir um nível de carga representativo da variação de tensão efetiva para um número pequeno de ciclos de variação de tensão e o seu efeito cumulativo em estruturas de aço, componentes e conexões para o dimensionamento da viga útil finita a fadiga.

O código ainda estabelece uma correção quando da verificação da fadiga em tabuleiros ortotrópicos de aço, majorando os efeitos em 1,5.

Tabela 3.13 – Combinações de ações e coeficientes para fadiga – AASHTO 2012 x AASHTO2017.

<u>Combinação de carga no Estado Limite γ</u>	LL, IM, CE (2012)	LL, IM, CE (2017)
Fatigue I	1,5	1,75
Fatigue II	0,75	0,8

A parte dedicada a presença de múltiplas cargas não deve ser levada em consideração para a fadiga. Apenas um caminhão é utilizado na posição que gera a maior variação de tensão, ignorando a faixa de carregamento (“*strip lane*”).

No item 3.6.1.4.1 a norma define o trem-tipo para fadiga. O trem-tipo a ser usado é o mesmo apresentado para as demais análises, com a diferença que, para fadiga, o espaçamento do último eixo deve ser fixo e não variável. Além disso, a norma ainda define eixos (“*Tandem*”) com 4 rodas.

Deve ser aplicado o coeficiente de amplificação dinâmica específico para fadiga, conforme Tabela 3.14. O coeficiente deve ser aplicado ao caminhão e não as cargas distribuídas.

São feitas diversas especificações para pontes com tabuleiros ortotrópicos.

Tabela 3.14 – Coeficiente de impacto – AASHTO.

Componente	Coeficiente de amplificação dinâmica (IM)
Nós do tabuleiro – todos os estados limites	75%
Todos outros componentes:	
Estados Limites de Fadiga e Fratura	15%
Todos outros Estados Limites	33%

Ainda de acordo com a norma, como o efeito da fadiga e fissuração é um efeito de acumulação de ciclos de variações de tensões, as cargas devem ser especificadas com as suas frequências de ocorrência. Para isso ela define um tráfego médio diário ($ADTT_{SL}$).

A fadiga pode ser encontrada em outras citações ao longo do capítulo 4, em casos que fogem ao escopo deste trabalho. No capítulo 5, que trata das estruturas de concreto, a fadiga é considerada como um estado limite no item 5.5.3. Também são feitas considerações sobre a fadiga na flexão no capítulo 5.7.1. No item 5.5.3.1 a norma dispensa a verificação da fadiga em lajes de concreto de pontes em vigas múltiplas. É feito o comentário que medições em lajes de pontes para cargas em serviço mostram que as variações das tensões no concreto estão bem abaixo do limite a vida útil infinita para fadiga, muito provavelmente pelo efeito favorável de arco nas lajes.

Para regiões comprimidas devido a carga permanente e a protensão em estruturas de concreto armado, a fadiga deve ser considerada somente quando a carga móvel para a combinação “Fatigue I” produzir tensões maiores que as já instaladas, levando a região a se descomprimir.

Para estruturas com protensão completa, as armaduras não precisam ser checadas. Para estruturas combinadas de armaduras passivas e ativas, que atinjam certo nível de tensões determinados para a combinação “Service III” de tração, a fadiga deverá ser checada.

Para estruturas de **concreto**:

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_{TH} \quad \text{Equação 3.80}$$

A norma diz que para estruturas com protensão completa, exceto pontes construídas por segmentos, as tensões de compressão do concreto para a combinação “Fatigue I” somadas a 1,5 vezes o efeito da protensão e cargas permanentes, não deve exceder $0,4f_c$ após as perdas de protensão.

Para barras de armadura passiva, o limite de tensão para amplitudes constantes para barras retas e soldadas sem soldas transversais na seção de máximo esforço é de:

$$(\Delta F)_{TH} = 26 - \frac{22 \text{ min}}{f_y} \quad \text{Equação 3.81}$$

Quando existirem soldas transversais na seção crítica:

$$(\Delta F)_{TH} = 18 - 0.36f_{min} \quad \text{Equação 3.82}$$

f_{min} é a mínima tensão de carga móvel na combinação “Fatigue I” com as cargas permanentes, positiva se for tração.

Para barras de armadura ativa, o limite de tensão para amplitudes constantes para barras com raios de curvatura excedendo 30ft:

$$(\Delta F)_{TH} = 18 \text{ ksi} \quad \text{Equação 3.83}$$

Para raios de curvaturas menores que 12ft:

$$(\Delta F)_{TH} = 10 \text{ ksi} \quad \text{Equação 3.84}$$

Podendo ser interpolados os valores intermediários. Para casos de protensão externa com desviadores ou contato do cabo com a bainha, valores mais conservadores devem ser adotados.

3.5 AREMA

O normativo da *American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association* compreende um documento técnico elaborado especificamente para obras ferroviárias. Na organização da norma o volume 2 trata das estruturas, sendo o capítulo 8 para as estruturas de concreto e o 15 para as estruturas de aço. No seu item 2.26.2 o código informa que para as barras de aço passivo a máxima variação de tensão causada pela carga móvel afetada do impacto não deve ultrapassar o indicado na Equação 3.85.

$$f_f = 145 - 0.33f_{min} + 55(r/h) \quad \text{Equação 3.85}$$

Onde,

f_f é a variação de tensão no aço em MPa.

f_{min} é a tensão mínima positiva para tração e negativa para compressão.

r/h é a taxa entre base “radius to height of rolle-on transverse deformation” = 0,3.

No item 26.9.2 a norma diz que para armaduras de protensão dimensionadas de acordo com a norma, a fadiga não necessita ser considerada. A norma diz que para cargas em serviço as estruturas dimensionadas devem estar não fissuradas, e, portanto, apresentando pequenas variações de tensões, mesmo que para “*fretting fatigue*” devido ao atrito do cabo com as bainhas.

Na seção 2.37.1 a norma estabelece que para o método de dimensionamento baseado nos coeficientes parciais as tensões em serviço para fadiga devem respeitar a seção 2.38 além dos requisitos de distribuição de armação da seção 2.39 e os requisitos de flechas na seção 2.40. o

que deixa claro que apesar do tratamento bem simplificado do problema ela é uma norma interligada no sentido que para satisfazer os critérios de fadiga, tem que se satisfazer os de deformações e detalhamento. Ela também estabelece a seção plana como padrão de cálculo para as tensões. De forma geral o normativo não apresenta mais verificações em relação a fadiga.

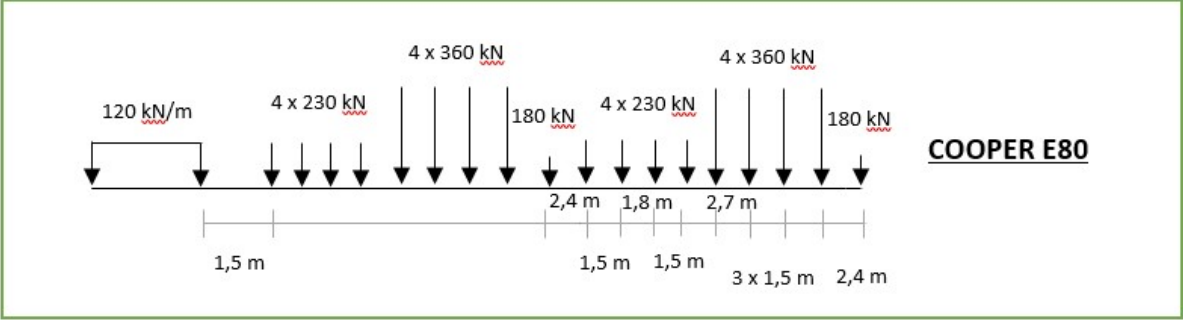


Figura 3.14 – Trem-tipo Cooper E80 – AREMA

4 MODELOS PARA ANÁLISE DE PONTES

Conforme apresentado nos capítulos anteriores, a fadiga pode ser verificada basicamente através da avaliação das variações de tensões no concreto e no aço. A obtenção desses dados pode ser feita através de medições experimentais ou através da elaboração de modelos computacionais matemáticos.

Através da atualização dos modelos computacionais com dados experimentais, diversas informações podem ser extrapoladas e auxiliar no estudo da estrutura.

O programa utilizado nesse trabalho faz parte do SAP2000 e CSiBridge da CSI. Nesse programa diversas ferramentas para a análise de pontes são apresentadas. Além da modelagem tradicional onde o usuário tem bastante controle sobre o posicionamento dos nós dos elementos das áreas e barras (Figura 4.1), o programa oferece uma modelagem paramétrica muito útil para o caso específico de pontes.

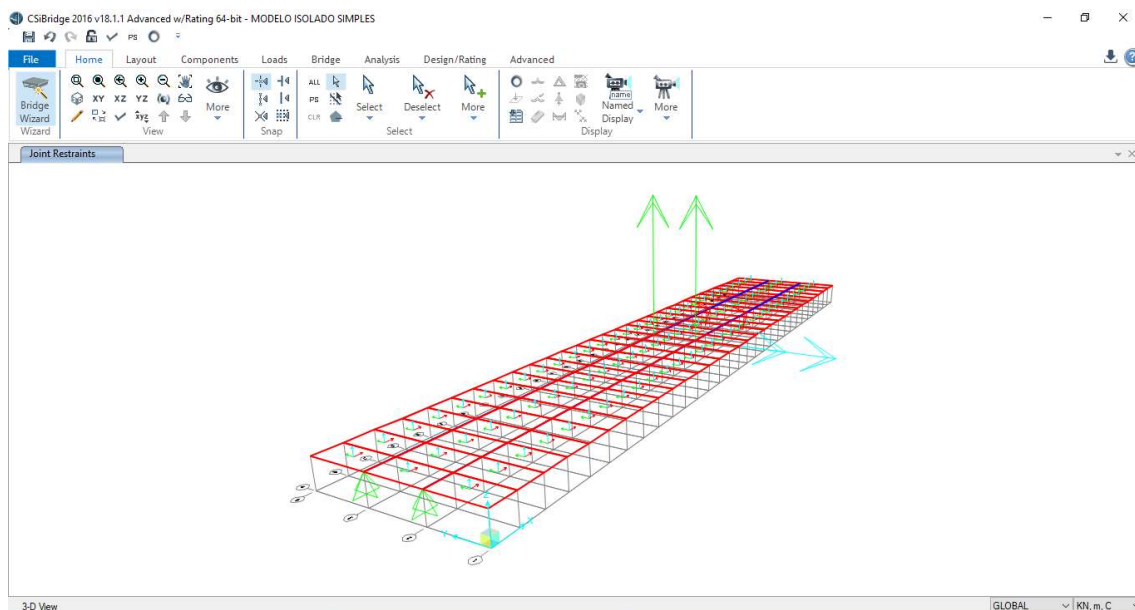


Figura 4.1 – CSiBridge – modelo de tabuleiro de ponte.

Devido à complexidade do comportamento das estruturas e da importância do projeto, o ideal é que sejam elaborados diferentes modelos com graus de complexidade distintos, do mais simples ao mais complexo disponível, para que assim possa ser entendido o comportamento da estrutura. Conforme podemos observar nas Figura 4.2 e Figura 4.3, uma pequena alteração no modelo pode gerar resultados completamente distintos. No presente caso, uma diferença de

inserção do elemento de barra, conduziu dois modelos muito similares a deslocamentos completamente diferentes.

Esse programa se apresenta como um software para auxiliar o engenheiro no projeto das pontes pois oferece a possibilidade da elaboração de modelos relativamente simples para análise estática e modelos mais sofisticados para análises dinâmicas. Outros módulos permitem a verificação completa da formação de rótulas plásticas em pórticos de pontes sobre ação sísmica, faseamento construtivo (estudo das fases construtivas) com consideração da reologia e ainda um módulo de auxílio na determinação das forças nos cabos das estruturas com cabos externos (pontes estaiadas) considerando as fases construtivas. No módulo de carga de veículo dinâmico, onde o programa passa um conjunto de cargas a uma dada velocidade constante sobre a estrutura é possível obter um espectro de tensões para fadiga, considerando a dinâmica do problema e não somente uma envoltória de análises estáticas.

Os programas SAP2000 e CSIBridge da CSI utilizam o mesmo núcleo computacional. A versão atual do SAP2000 é a de número 22.1.0.

O programa na versão 2016 18.2.0, utilizada neste trabalho, oferece então diferentes tipos de análises:

- Análise linear estática: é a análise mais comum, as cargas são aplicadas sem consideração do efeito dinâmico.

- Análise não linear: as cargas são aplicadas sem efeitos dinâmicos, podendo ser usadas para análise de cabos, “*pushover*”, e outros tipos de problemas não lineares.

- Análise não linear em estágios: é permitida a definição de um caso de carregamento do tipo “*time-history*” não linear com integração direta para construções em etapas.

- Análise “*Multi-step Static (MSS)*”: é uma análise linear para casos de cargas com vários passos. Como por exemplo as cargas móveis e cargas devido as ondas. Uma resposta separada para cada passo é produzida para as cargas dadas.

- Análise modal: através da solução de autovalores e autovetores são obtidos os modos de vibração da estrutura. É uma análise no domínio da frequência onde o tempo não é considerado no processo.

- Análise por Espectro de resposta: é feito uma análise estatística da resposta causada por efeitos de acelerações na estrutura baseadas nos modos de vibração. Requer como *input* um espectro de resposta e uma análise modal. Este método dinâmico, por sinal criado por Edward

Wilson, criador do programa SAP, é condenado pelo próprio Edward Wilson em publicações técnicas. Para estruturas de concreto este método não é adequado pois não considera sinais para os esforços axiais.

- Análise por Histórico no tempo “*time-history*”: é definido um carregamento ao longo do tempo através de uma função. A solução do problema matemático pode ser obtida por superposição modal ou por métodos de integração direta. É uma análise no domínio do tempo. As combinações de análises são muitas (linear modal, linear com integração direta, não-linear modal, não-linear com integração direta).

- Análise de carga móvel “*moving load*”: calcula a resposta mais desfavorável resultante de cargas de veículos (“*vehicle live loads (VLL)*”) que se movem ao longo dos caminhos (“*paths*”) na estrutura. Utiliza VLL ao invés de casos de carregamentos usados por outras análises.

- Análise de flambagem “*buckling*”: calcula os modos de flambagem elástica considerando a atuação de cargas permanentes.

- Análise de situação estacionária “*Steady state (SS)*”: um caso de carga SS resolve o problema e dá a resposta para a estrutura devido a cargas cíclicas (harmônica, senoidal) em uma ou mais frequências de interesse.

- Análise de densidade de potência espectral “*Power Spectral Density (PSD)*”: um caso de carga PSD resolve o problema e dá a resposta da estrutura resultante de cargas cíclicas em um intervalo de frequência de interesse, e então integra o espectro resultante ponderado por uma função probabilística PSD para assim obter a resposta esperada do tipo “*Root-mean-square*”.

- Análise hiperestática: um caso de carga hiperestático calcula a resposta linear da estrutura com todos os vínculos (suportes) removidos e carregada apenas pelas reações de um outro caso de carregamento linear. É utilizada para estimar os hiperestáticos de protensão.

A partir da versão 21.0 é possível fazer uma análise “*multi-step*” não linear. O programa se encontra na versão 22. No trabalho será utilizado o carregamento MSS. Os efeitos de peso próprio e protensão são casos lineares que serão somados nas combinações de carregamento com o efeito do trem.

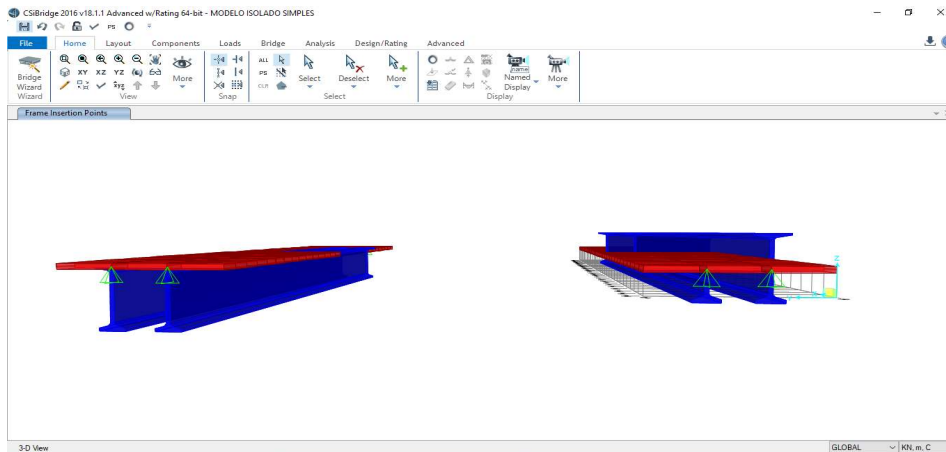


Figura 4.2 – Diferença no eixo das vigas – CSiBridge.

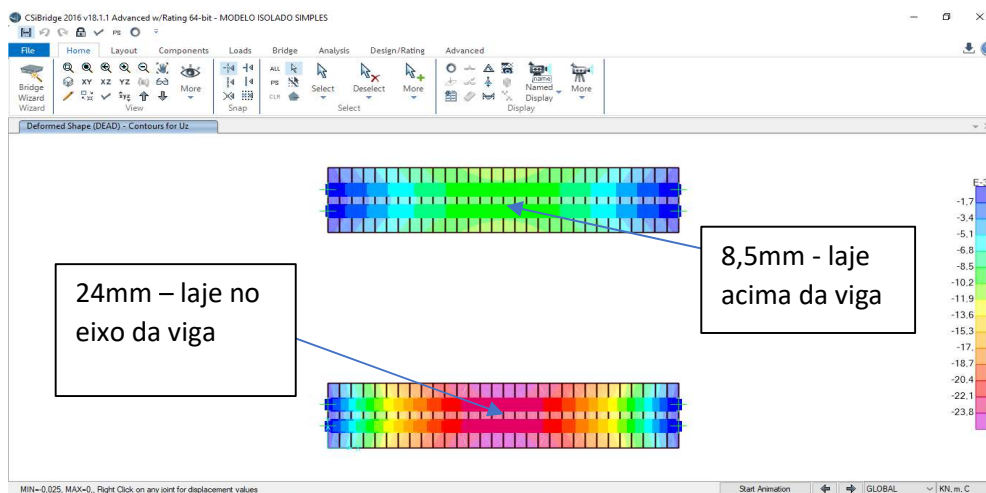


Figura 4.3 – Diferença de deslocamentos dos modelos – peso próprio vão 20 metros – Csi/Bridge.

4.1 Conceitos do programa SAP2000 e CSiBridge da CSI

O programa apresenta basicamente como elementos para modelagem o nó com sistema de eixo local (xyz) padrão com orientações similares às do eixo Global (XYZ), a barra com o eixo local 1 na direção do elemento sendo as outras duas direções obtidas pela regra da mão direita, ou por cores. Para os elementos de área utilizados neste trabalho, os eixos locais 1 e 2, respectivamente estão no plano do elemento e o terceiro é obtido pela regra da mão direita que decorre da escolha da numeração nodal.

Com esses três elementos apresentados, o projeto e verificação de pontes já é feito desde a década de 80, inclusive para a modelagem do aparelho de apoio em borracha elastomérica, através da consideração de uma barra fictícia com propriedades geométricas e de material corrigidas, assim como os cabos das pontes.

Mais recentemente, outros elementos para simular materiais mais complexos foram introduzidos, permitindo admitir o comportamento entre os nós de forma não linear, rígida, entre outras e ainda propriedades dinâmicas, são chamados “links”. Podemos observar nas Figuras 4.4 e 4.5 o sistema de coordenadas do programa.

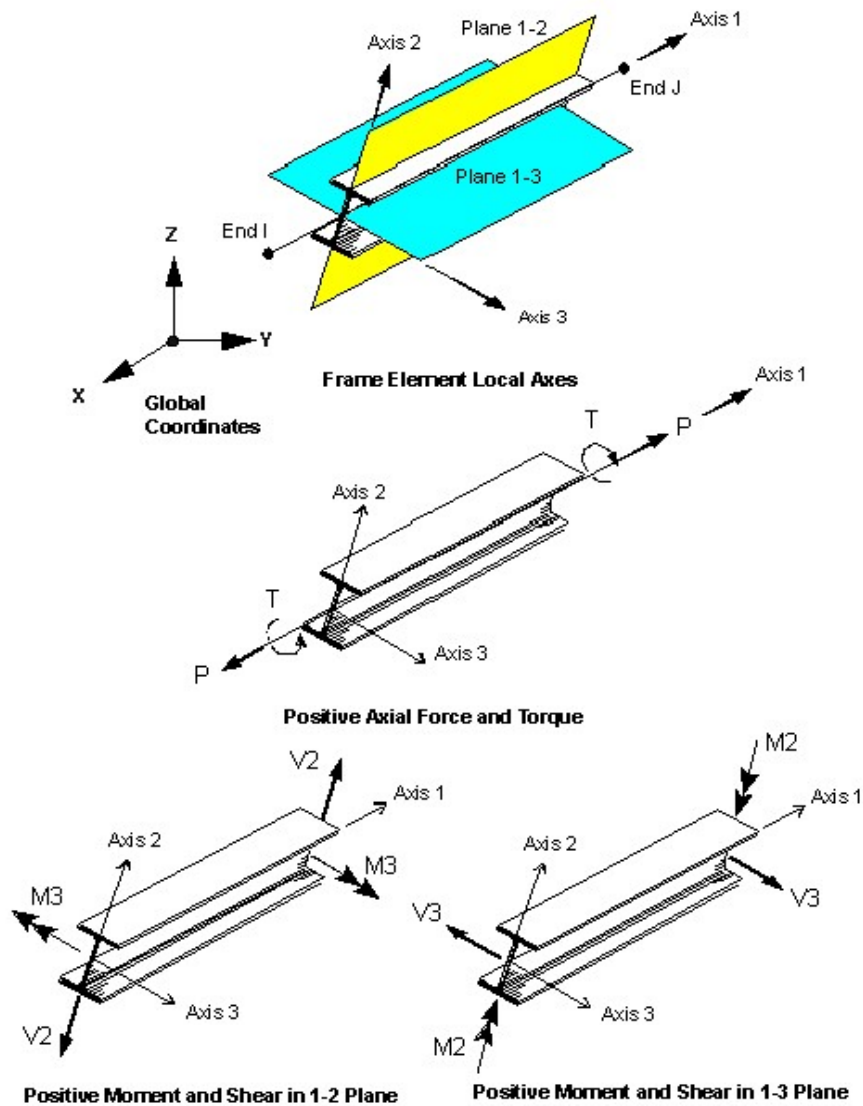


Figura 4.4 – Eixos locais do elemento de barra – Fonte: Manuais CSiBridge.

Através da associação desses diversos elementos, é possível criar modelos completos e complexos que são capazes de estimar, quando bem elaborados, ou reproduzir o comportamento da estrutura a ser dimensionada. Diversos tipos de modelos podem ser utilizados para modelar parte ou toda a estrutura de uma ponte.

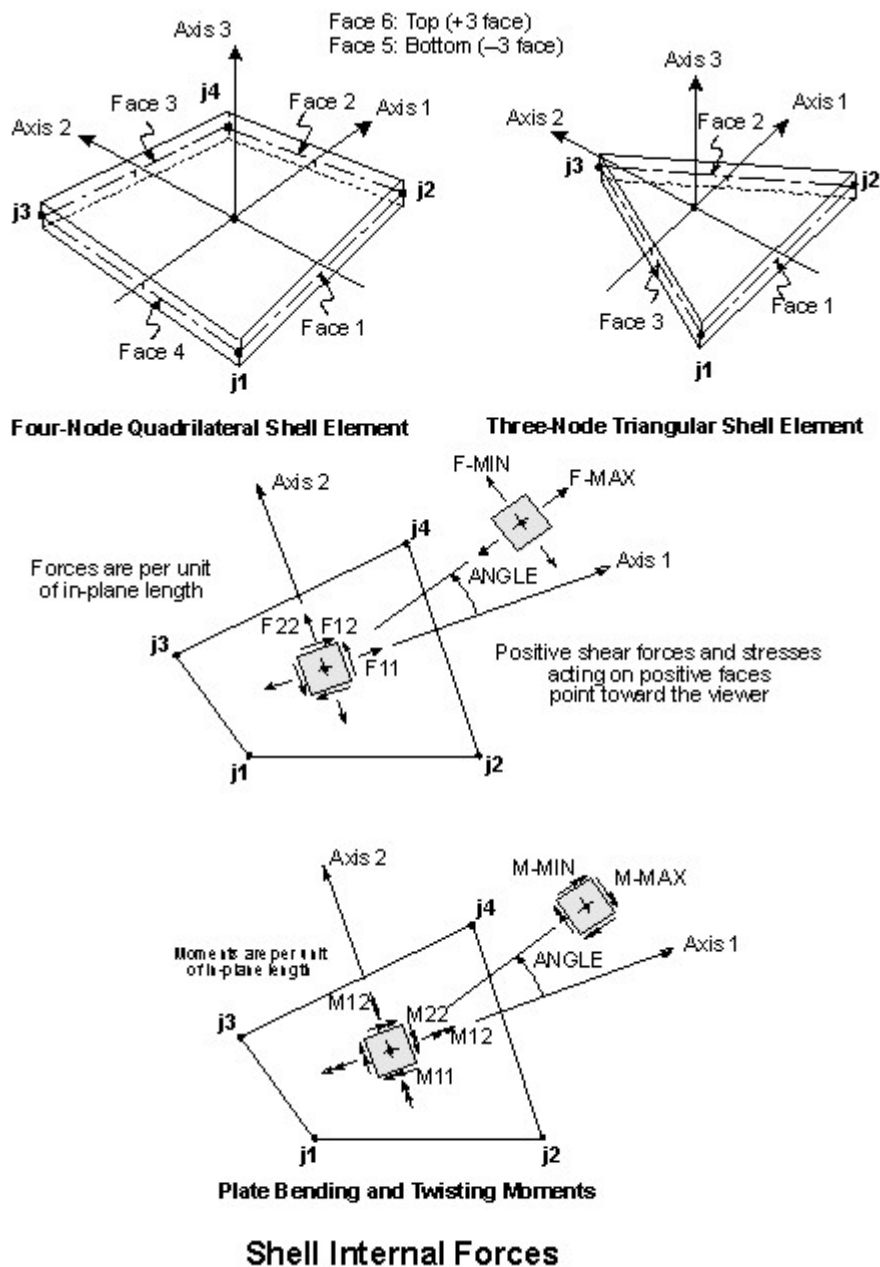


Figura 4.5 – Eixos locais para o elemento finito de área de 4 nós – Fonte: Manuais CSiBridge.

4.2 Modelos isolados

Aqui nesse trabalho, trata-se por modelos isolados aqueles que de alguma forma representam parte da estrutura e por isso, normalmente, são modelos mais detalhados para estudar efeitos locais ou análises mais complexas. No caso das pontes, é aconselhável se produzirem modelos isolados da superestrutura (laje, viga, transversinas, aparelhos de apoio) e através das reações de apoio desses modelos, podem ser estudados modelos isolados de encontros e pilares

intermediários com a presença ou não da fundação, dependendo do grau de sofisticação do modelo.

Os modelos isolados apresentam maior simplicidade e menor sofisticação em relação aos modelos completos que englobam toda a estrutura, por isso, por muitas vezes, são mais estáveis e de melhor controle através de cálculos manuais. Além, é claro, do menor custo computacional.

A desvantagem é que de alguma forma o efeito global da estrutura deverá ser considerado de forma aproximada, por exemplo, consideração das rigidezes dos aparelhos de apoio e infraestrutura nos vínculos dos modelos isolados de superestrutura.

Na figura 4.6, podemos observar diferentes modelos para superestrutura ferroviária de um vão de 30 metros. Todos os modelos têm os elementos de área (*shell*) no mesmo nível do elemento de barra. O modelo (a) possui apoios rotulados e a inércia da viga é corrigida através do “*insertion point top center*” (falta a consideração de meia altura da laje para se aproximar do caso real). (b) é o modelo (a) com o apoio foi deslocado para consideração da posição correta do aparelho de apoio através de um link rígido. (c) é idêntico a (a), porém com restrição de deslocamento em X e Y nos apoios. (d) é (c) com o link rígido. (e) é um modelo onde a rigidez da viga é subestimada uma vez que ela está posicionada no meio da laje. As reações de apoio para os modelos, para as cargas de peso próprio, são mostradas na Figura 4.7, onde fica evidente que o modelo (d) apresenta resultados diferentes por apresentar grande reação horizontal longitudinal, que não é esperada devido a deformabilidade dos aparelhos de apoio e restante da estrutura. Isso se deve pois o modelo não considerou a baixa rigidez dos aparelhos de apoio em borracha elastomérica que apoiam as vigas no caso real, e que funcionam como uma rótula.

Nas Figuras 4.8 e 4.10 são mostrados os esforços nos modelos. O modelo da Figura 4.9 foi feito utilizando o modelo paramétrico “*Bridge Object*” do CSiBridge, onde o programa posiciona o elemento de barra a meia altura da laje dos elementos de área e trata do correto posicionamento dos aparelhos de apoio.

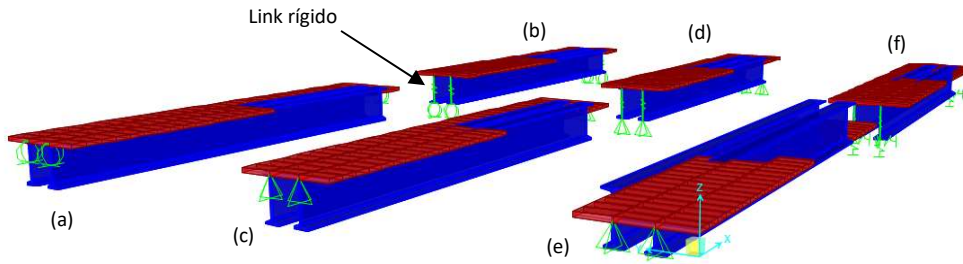


Figura 4.6 – Diversos modelos para tabuleiro de pontes – CSiBridge.

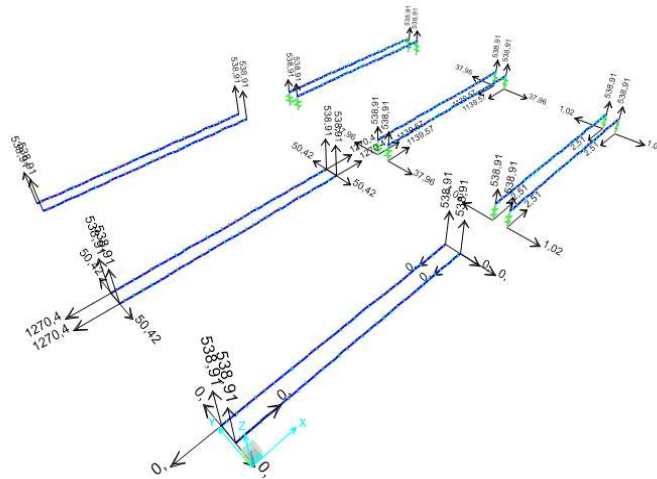


Figura 4.7 – Reações de apoio – CSiBridge – kN, kN.m.

Section Cut Forces - Analysis

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Section Cut Forces - Analysis

Filter:

	SectionCut Text	OutputCase	CaseType Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
▶	SCUT1	DEAD	LinStatic	-6,944E-14	-5,111E-15	71,855	-2,037E-10	-8047,7342	-1,178E-13
	SCUT2	DEAD	LinStatic	2540,809	2,505E-13	71,855	8,587E-12	-8047,7342	1,057E-11
	SCUT3	DEAD	LinStatic	7,162E-12	-7,55E-13	71,855	-4,613E-11	-8047,7342	-2,478E-11
	SCUT4	DEAD	LinStatic	1,219E-10	2,185E-13	71,855	5,123E-12	-8047,7342	-3,593E-11
	SCUT5	DEAD	LinStatic	-2279,142	-2,514E-13	71,855	4,414E-12	-2258,7139	8,708E-11
	SCUT6	DEAD	LinStatic	-5,012	-3,079E-12	71,855	-1,194E-10	-8035,0041	-1,501E-11

Figura 4.8 – Esforços diversos obtidos através das “section cut” – CSiBridge.

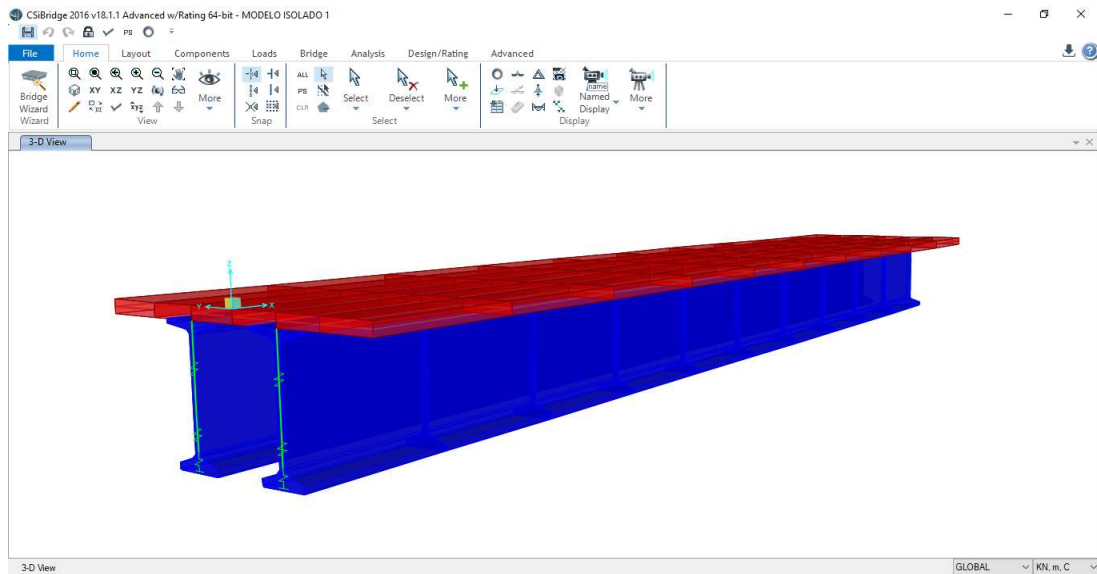


Figura 4.9 – Modelo para superestrutura paramétrico utilizando o “*Bridge Object*” – CsiBridge

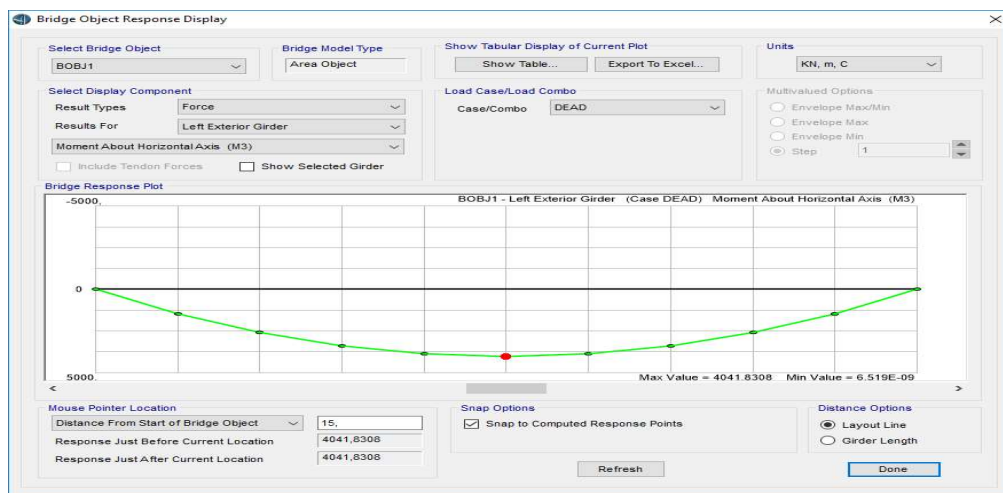


Figura 4.10 – Esforços e flexão obtidos com o “*Bridge Object*” – CsiBridge.

4.3 Modelos completos

Através da associação dos elementos de superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura, é possível desenvolver modelos detalhados de forma a representar o comportamento de toda a ponte (Figura 4.11) em determinada situação.

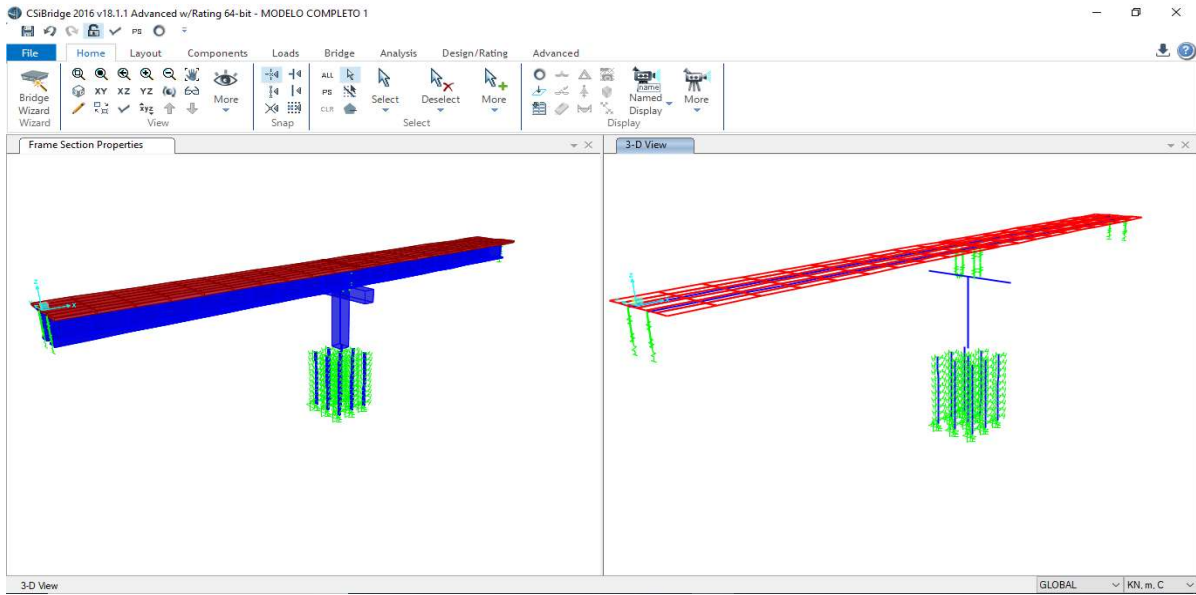


Figura 4.11 – Modelo global para pontes– CSiBridge.

As versões mais recentes do programa preveem a parametrização da fundação e molas do solo, nas versões mais antigas essa parte da modelagem era feita de forma manual.

5 ESTUDO NUMÉRICO

Uma maneira de validar os modelos elaborados nos programas de computador é a comparação dos seus resultados com medições com dados de obras reais. Apesar dos dados finais deste capítulo serem comparados com resultados de dois autores, sendo que, um deles obteve os dados reais da obra a ser apresentada em questão, a comparação dos resultados é feita entre resultados de modelos, e não entre modelos e dados experimentais. Veloso (2018) apresentou o diagrama de momentos utilizado no final do capítulo, esse diagrama de momento foi obtido do mesmo modelo que ele utilizou para comparar, por exemplo, as tensões. E os resultados apresentam bom comportamento conforme mostrado a seguir.

O problema da consideração da carga móvel passando a velocidade constante em cima da estrutura, com consideração dos respectivos efeitos dos graus de liberdade do carregamento (trem, caminhão), das massas e da rigidez, para cada intervalo de tempo Δt é motivo de estudo de diversos autores, como Ronaldo Battista e seus orientados como Ferreira (1999), cujos trabalhos vêm se estendendo até a atualidade com a consideração 3d do trem-tipo, estabelecendo equações de movimento dinâmicas que na verdade são equações diferenciais de 2ª ordem. O sistema de equações normalmente é resolvido através do método de Newmark de integração, porém o programa prevê a utilização de outros métodos de integração.

Neste capítulo pretende-se realizar uma análise estrutural dinâmica no domínio do tempo com o auxílio do programa SAP2000 e CSiBridge da CSI. Será utilizada a ferramenta “*Dynamic Load Veichle*” para gerar as funções de carregamentos nodais admitindo a velocidade constante do trem sobre a ponte e os resultados serão comparados com os resultados de VELOSO (2018), para validação da metodologia.

As variações de tensões na estrutura e o espectro de tensões gerados pela carga móvel gerados pelos programas são a base da verificação da fadiga de acordo com os normativos apresentados.

5.1 Ponte VALE

Para a validação da metodologia serão utilizados os dados obtidos por VELOSO (2018).

Os dados foram cedidos pelo autor na forma de um relatório realizado com auxílio de diversos outros autores e que apresentam um estudo muito completo sobre uma série de pontes da VALE, que tem o título “Desenvolvimento de Metodologia para Avaliação da Integridade Estrutural de Pontes e Viadutos Ferroviários ao Longo da Estrada de Ferro Carajás” do ano de 2009.

Os dados presentes nesse trabalho serão aqueles relativos à Obra de Arte Especial n.01 – viaduto sobre a primeira travessia e a Obra de Arte Especial n. 35 – Ponte sobre o rio dos Sonhos. É um viaduto em viga Π de Concreto Armado (fck médio 48 MPa medido com esclerômetro). O vão é isostático e único de 18,0m entre centros de aparelhos de apoio. O vão é apoiado em dois encontros pesados sobre estacas metálicas de perfil soldado do tipo UMC 400/191 ou CS 400X201 de aproximadamente 20 metros de comprimento. A largura transversal do tabuleiro é de 4,80m. As características da ponte são mostradas nas Figuras 5.1 a 5.3.



Figura 5.1 – Vista geral do Viaduto sobre CFN 1ª travessia VELOSO (2018).

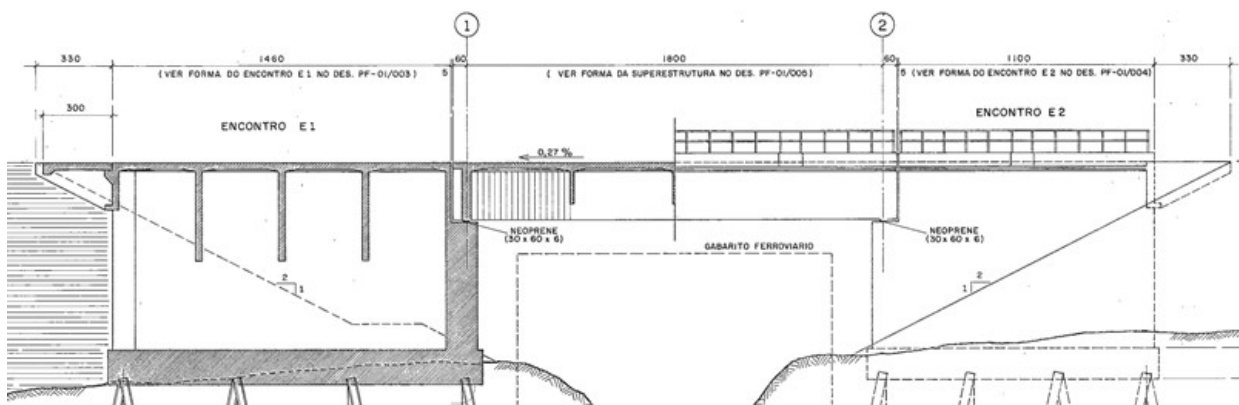


Figura 5.2 – Sistema estrutural do viaduto VELOSO (2018).

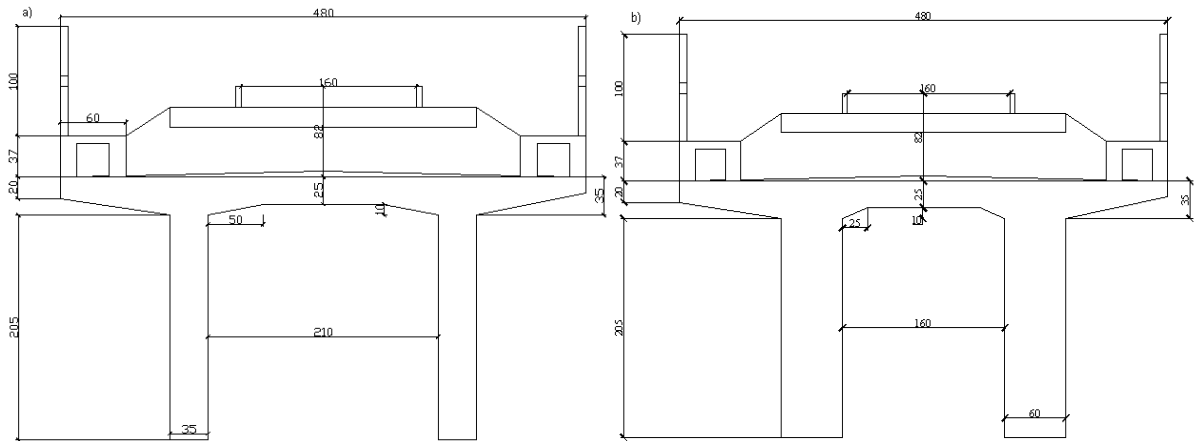


Figura 5.3 - Seção Transversal do viaduto VELOSO (2018).

Foram modelados os trens que trafegam na Estrada de Ferro Carajás, composto pela locomotiva DASH-9 que representa aproximadamente 30% da frota de acordo com a Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Frota da Estrada de Ferro Carajás – Vale – VELOSO (2018).

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS LOCOMOTIVAS - EFC						
SITUAÇÃO EM: ABRIL/2007						
FROTA	MODELO	POT.BRUTA	POT.LÍQ.	MOTOR	QTD.	ANO FABR.
GE	C36-7B (DASH-7)	3.600	3.600	7FDL16G60	39	1984/1987
	C40 (DASH-8)	4.000	4.000	7FDL16K10	4	1989
	C44CW (DASH-9)	4.400	4.374	7FDL16N50	55	1997/2001
	C-SL65	600	600	NTA855	1	1993
GM	SD40-2	3.000	3.000	16-645 E3C	27	1984/1987
	SD60M	3.800	3.800	16-710 G3A	2	1992
	SD70M	4.300	4.300	16-710 G3C	55	2001
TOTAL FROTA LOCOMOTIVAS EM OPERAÇÃO : 183						
Última atualização: 20/04/2007 - Dúvida ou informação: Aberto Carlos Santos (866) 4920						



Figura 5.4 - Locomotiva DASH-9, unidades em mm. Fonte: VALE.

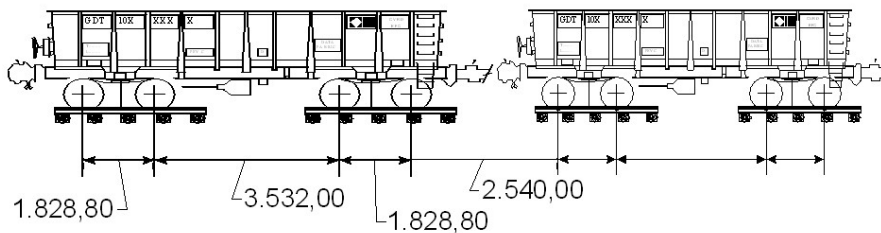


Figura 5.5 - Vagão GDT, unidades em mm. Fonte: VALE.

5.2 Modelo estrutural.

Foi utilizado um modelo com elementos de barras com 11 nós e 10 elementos (Figura 5.6) para obter os valores dos momentos máximos no meio do vão da estrutura. Esse será chamado MODELO 1.

Os apoios foram modelados considerando a rigidez dos aparelhos de apoio em borracha elastomérica, sendo desconsiderada a rigidez a rotação para as três direções, sendo, portanto, consideradas livres as rotações.

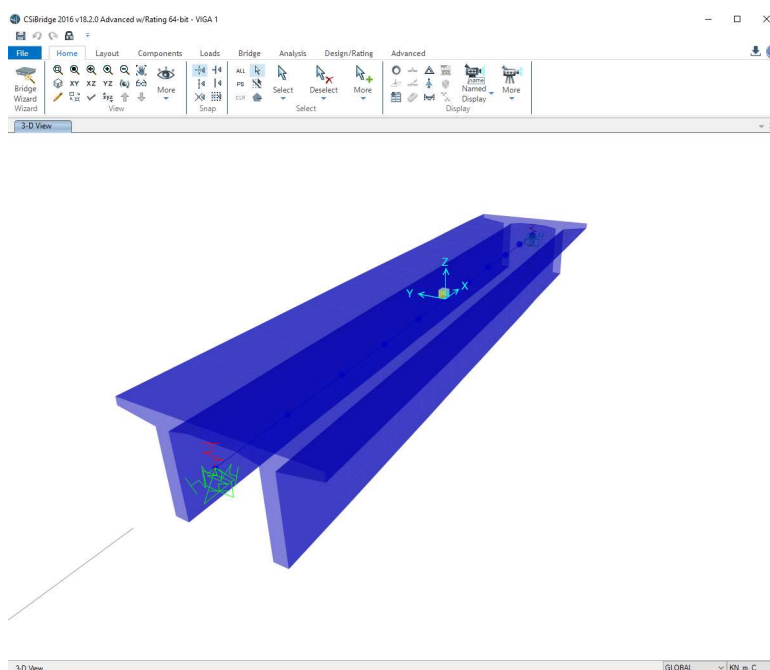


Figura 5.6 – Modelo Estrutural em elementos de barras extrudado - OAE 01 – MODELO 1.

A seção transversal e as propriedades geométricas foram obtidas com a ferramenta “*Section Designer*” (Figura 5.7).

Após a definição dos dados básicos do modelo como os materiais, seções, vínculos e carregamento, foram obtido os momentos de peso próprio (Figura 5.8) e propriedades dinâmicas da estrutura, mais especificamente, os modos de vibração principais (Figura 5.9).

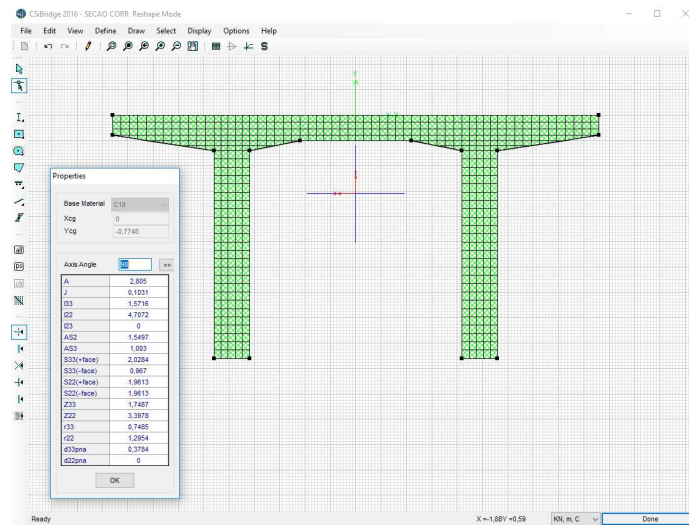


Figura 5.7 – Seção Transversal – propriedades geométricas – CSiBridge.

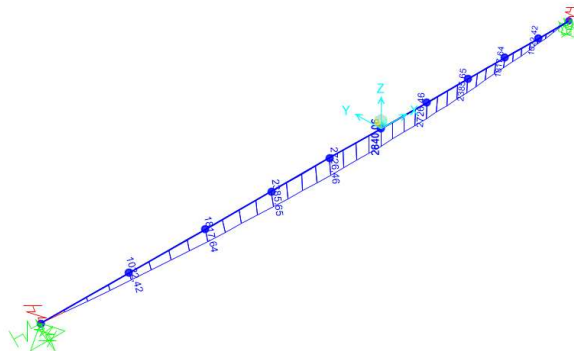


Figura 5.8 – Momento Fletor ($M_{max}=2840\text{kN.m}$) devido ao peso próprio no elemento de barra.

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0,08698	11,4969301...	72,2373428...	5218,23370...
MODAL	Mode	2	0,035538	28,1390425...	176,802818...	31259,2365...
MODAL	Mode	3	0,023977	41,7062426...	262,048051...	68669,1810...
MODAL	Mode	4	0,021937	45,5853921...	286,421466...	82037,2563...
MODAL	Mode	5	0,017107	58,4571514...	367,297115...	134907,170...
MODAL	Mode	6	0,012227	81,7860616...	513,876980...	264069,551...
MODAL	Mode	7	0,010894	91,7916526...	576,743963...	332633,599...
MODAL	Mode	8	0,008099	123,476961...	775,828633...	601910,068...
MODAL	Mode	9	0,008056	124,124156...	779,895074...	608236,327...
MODAL	Mode	10	0,007375	135,592695...	851,954035...	725825,678...
MODAL	Mode	11	0,006579	151,990486...	954,984393...	911995,191...
MODAL	Mode	12	0,006098	163,993726...	1030,40297...	1061730,29...

Figura 5.9 – Modos de vibração – períodos e frequências para análise modal.

Na análise dinâmica de pontes bi-apoiada modeladas como viga as velocidades de ressonância podem ser estimadas por:

$$\frac{40}{s} \leq v_i = n_0 \times \lambda_i \leq v \text{ de proj max} \approx 1,2 v \text{ max do trem} \quad \text{Equação 5.1}$$

n_0 – é a frequência natural da estrutura descarregada

$\lambda_i = \frac{d}{i}$ – é principal comprimento de onda da fonte de carga externa solicitante, onde d é o espaçamento os eixos e $i= 1, 2, 3, 4$.

Para comparar com os resultados de VELOSO (2018), será utilizada a composição de duas locomotivas “Dash-9” e 4 vagões “GDT”, conforme Figura 5.10. A composição irá trafegar a velocidade de 40 km/h ou 11,11 m/s, conforme a “Load Pattern” do carregamento mostrado na Figura 5.11. Depois de construído o modelo com a posição nodal e tamanho das barras, adoção de propriedades de materiais e definições de seções e vínculos, foram gerados os Veículos, Load Pattern, e Load Case para considerar os efeitos dinâmicos no domínio tempo.

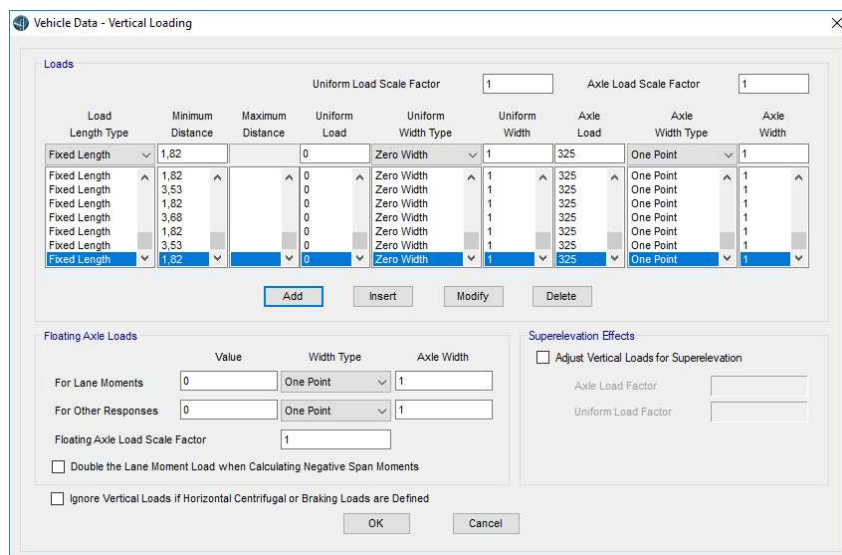


Figura 5.10 – Definição da carga móvel 1.

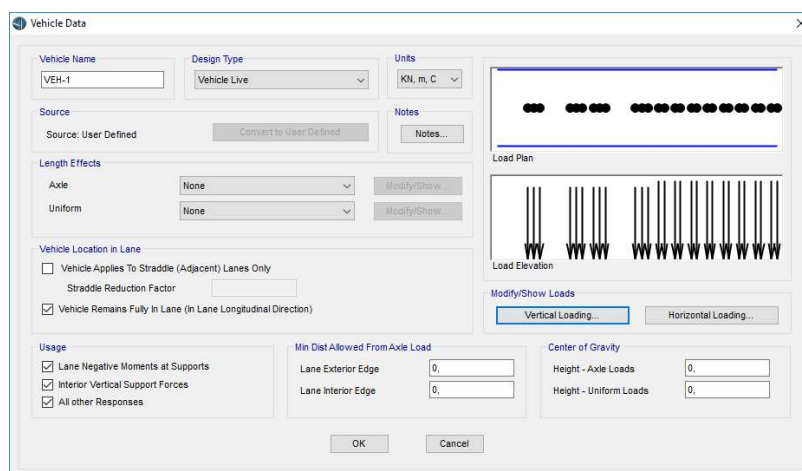


Figura 5.11 – Definição da carga móvel 2.

A resposta dinâmica do modelo será afetada pelo amortecimento escolhido, devendo ser utilizada sempre a favor da segurança um limite inferior. Algumas verificações específicas podem pedir que o valor superior seja utilizado. Foram adotadas no modelo as prescrições dos Eurocódigos na omissão dos outros normativos apresentados nesse texto sobre o assunto, ver Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Amortecimento em modelos para projeto - Eurocode.

Tipo de Ponte	ξ limite inferior amortecimento crítico (%)	
	$L < 20m$	$L \geq 20m$
Concreto Protendido	$\xi = 1,0 + 0,07 (20-L)$	$\xi = 1,0$

Os maiores efeitos dinâmicos ocorrem nos casos que a frequência da fonte excitadora se aproxima das frequências governantes (flexão + torção) do problema em questão. Toda massa subestimada irá subestimar as frequências naturais da estrutura assim como a velocidade com que ocorrerá a ressonância. Na ressonância a aceleração máxima da estrutura é inversamente proporcional a massa da estrutura. O Eurocódigo prevê a superestimação da massa para verificar um limite inferior da velocidade de ressonância, e uma subestimação da massa para avaliação da aceleração do tabuleiro.

Os maiores efeitos dinâmicos ocorrem nos casos em que múltiplos da frequência da fonte excitadora e da frequência natural da estrutura coincidem. Uma superestimação da rigidez da estrutura provoca uma igual superestimação das frequências naturais e velocidades em que ocorrem ressonância.

O código europeu ainda estabelece que as cargas devido aos trens reais podem ser representadas por uma série de cargas pontuais móveis e que a iteração entre a massa veículo/estrutura pode até ser negligenciada caso o engenheiro não possua software com tal consideração. A análise prevê um coeficiente de amortecimento adicional para esses casos, de acordo com a Figura 5.12, pois a norma afirma que para vãos menores que 30 metros a iteração veículo/estrutura tende a diminuir a resposta de pico na ressonância. A análise também prevê variação nos comprimentos dos eixos dos trens.

Para levar em consideração os efeitos dinâmicos devido a imperfeições na via e no veículo, eixos desalinhados, imperfeições no asfalto ou no trilho, os efeitos podem ser multiplicados por $(1+\Phi)$, sendo os diversos valores de Φ dados pelo código de acordo com a manutenção da via.

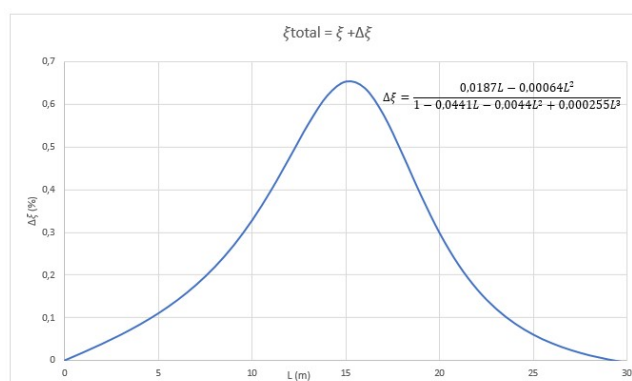


Figura 5.12 – amortecimento adicional para consideração veículo-estrutura.

De forma geral a análise dinâmica pode ser utilizada para verificar as acelerações do tabuleiro, e no caso da fadiga os resultados da análise dinâmica devem ser os mais desfavoráveis apresentados na Equações 3.27 e 3.28.

5.3 Comparação dos resultados

O objetivo dessa etapa do trabalho foi validar a metodologia empregada para obtenção do espectro de tensões, que nesse caso é a ferramenta do SAP2000 e CSiBridge da CSI. Diversos trabalhos se dedicam a calibração do comportamento de modelos com dados obtidos experimentalmente como, por exemplo, Santos (2018).

No presente trabalho apenas é feita uma comparação entre resultados do MODELO 1 com aqueles obtidos por VELOSO (2018).

Podemos observar nas Figuras a seguir os resultados obtidos por VELOSO (2018) e os resultados obtidos com o MODELO 1 em relação aos momentos máximos no meio do vão.

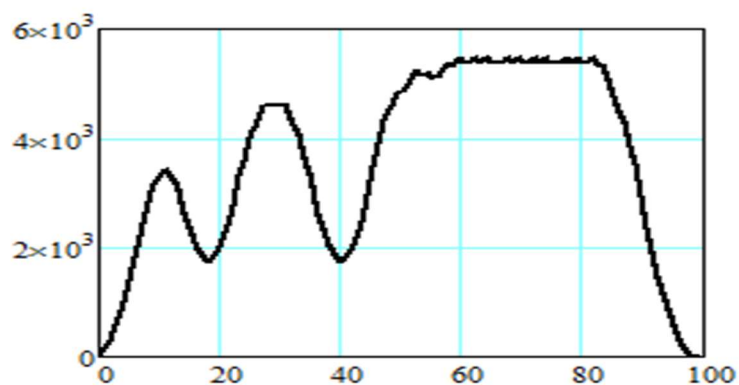


Figura 5.13 – Séries temporais de momentos fletores meio do vão (Carvalho Neto e Veloso, 2014) – Escala Vertical em kNm e horizontal segundos x 10.

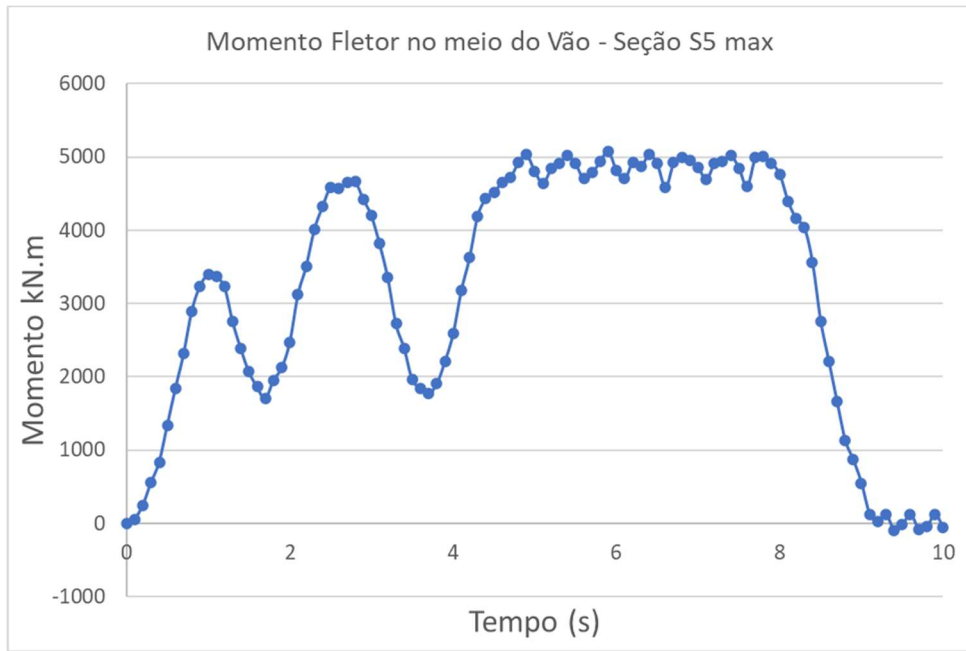


Figura 5.14 – Séries temporais obtidas com o MODELO 1.

6 ANÁLISE DA FADIGA

Os conceitos apresentados nos capítulos 2 e 3 serão utilizados para verificação da fadiga através de um modelo paramétrico (MODELO 2). Nomeado pelo programa de “*bridge object*” ele consiste em um modelo misto (elementos de barra, link, tendão e área), gerado pelo CSiBridge. Os conceitos da modelagem foram estabelecidos nos capítulos 4 e 5.

O sistema estrutural escolhido foi ponte isostática com vigas bi apoiadas em concreto protendido (pós-tensão). É o sistema em maior utilização nas obras nacionais atualmente para vãos de 20, 25, 30 e 35 metros (Figura 6.1). Essas modulações são adotadas nos trechos, Norte, Central, Extensão-sul da FNS e trechos da FIOL – Ferrovia de Integração Oeste-Leste.

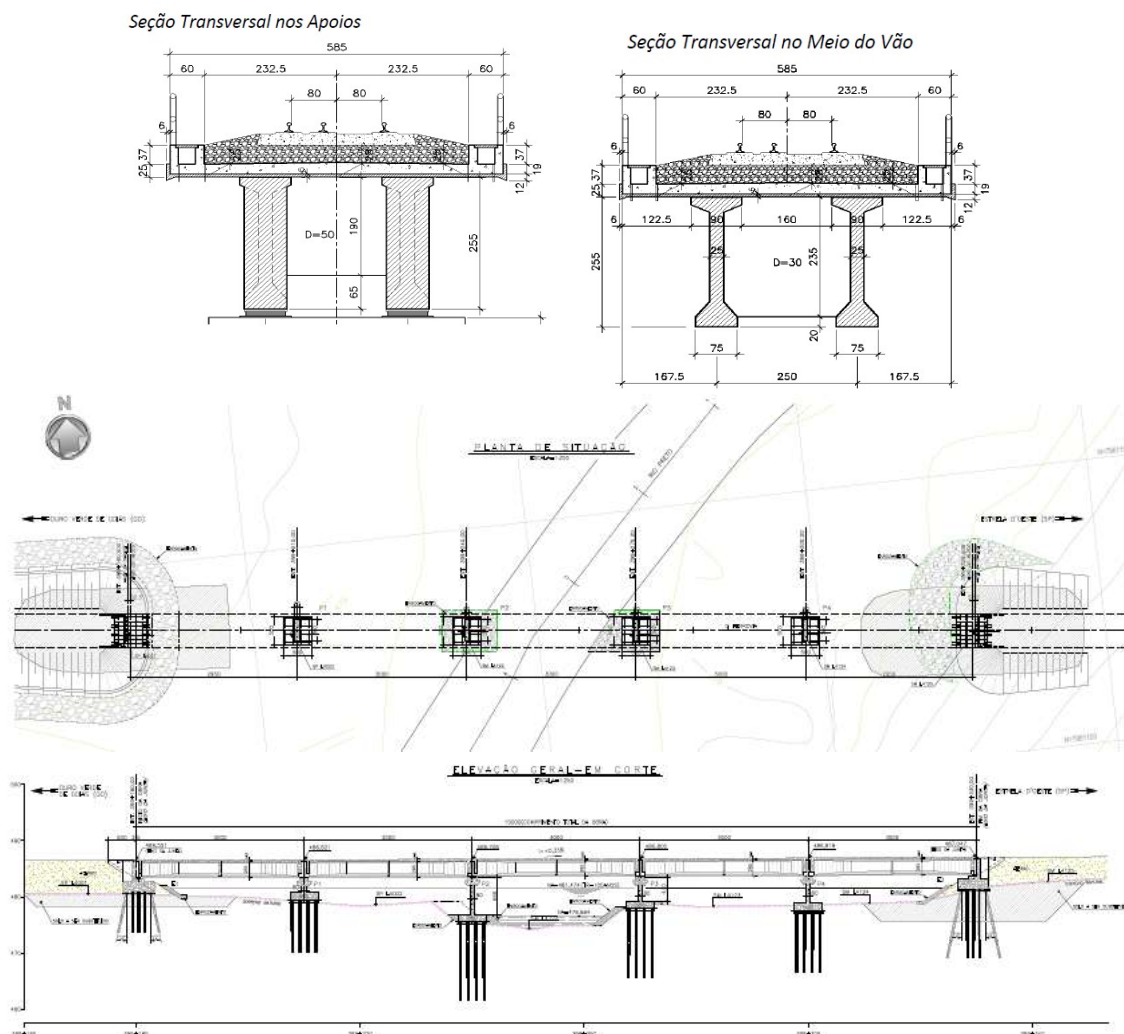


Figura 6.1 – Ponte ferroviária atual padrão – VALEC.

Os desenhos detalhados da seção da viga, dos cabos e armaduras adotadas está no ANEXO F.

6.1 Modelo estrutural

O MODELO 2 é um modelo paramétrico, diferente do MODELO 1. A laje foi modelada em elementos finitos de área com espessura de 25cm. As vigas foram modeladas com elementos de barra. Os apoios foram modelados com links para representar as vinculações do tabuleiro. Os cabos protendidos foram modelados como “*tendons*”. Esses elementos possuem a propriedade de se ligarem aos elementos de barra, áreas e sólidos para simular a pré-tensão e a pós-tensão.

A implementação dos elementos de tendão no SAP2000 ou CsiBridge se dá de duas formas distintas: como cargas (*loads*) ou como objetos (*objects*). Nas duas formas os objetos sujeitos às cargas dos tendões devem primeiro ser colocados em um grupo. O volume de cada elemento do grupo define os limites da caixa que os cabos estarão contidos. As cargas dos cabos são calculadas como forças que atuam ao longo do perfil do elemento e exercem forças na estrutura.

Nos **cabos modelados como cargas** os elementos são divididos em segmentos menores e as cargas distribuídas e concentradas são resolvidas localmente. O software então determina para cada segmento se ele pertence a região de influência de cada elemento individual dentro do grupo afetado pelo cabo. Em caso afirmativo as forças do cabo são aplicadas nos nós do objeto mais próximo.

Nos **cabos modelados como objetos**, o processo ocorre da mesma maneira até a divisão do elemento de cabo em segmentos menores. São criados pontos de discretização nesses pequenos elementos, eles serão ligados através de funções de interpolações (dependência de deslocamentos) em todos os nós dos quais estiver dentro dos limites definidos pelo sólido circunscrito ao elemento. A tensão axial é então calculada e aplicada em cada segmento. As tensões são convertidas em deformações e aplicadas como deslocamentos na estrutura. No presente trabalho os cabos foram modelados como elementos, para deformar e apresentar tensões devidas à carga móvel. As dimensões adotadas para as vigas foram baseadas em estudos de projetos correntes da VALEC (Ver Tabela 6.1).

Tabela 6.1 – Alturas das Vigas Ferroviárias – TB-360.

Vão (m)	Vigas na seção	Altura h da viga (m)
20	2	1,75; 1,80
25	2	2,25; 2,35
30	2	2,80; 2,85
30	3	2,00
35	3	2,25; 2,5
35	2	3,1

As vigas pesam aproximadamente 48 toneladas para o vão de 20m, 60 toneladas para 25 metros, 116 toneladas para 30 metros e 142 toneladas para 35 metros. A altura da viga de 35 metros está próxima dos limites das treliças lançadeiras padrões. O Modelo adotado é mostrado na Figura 6.2.

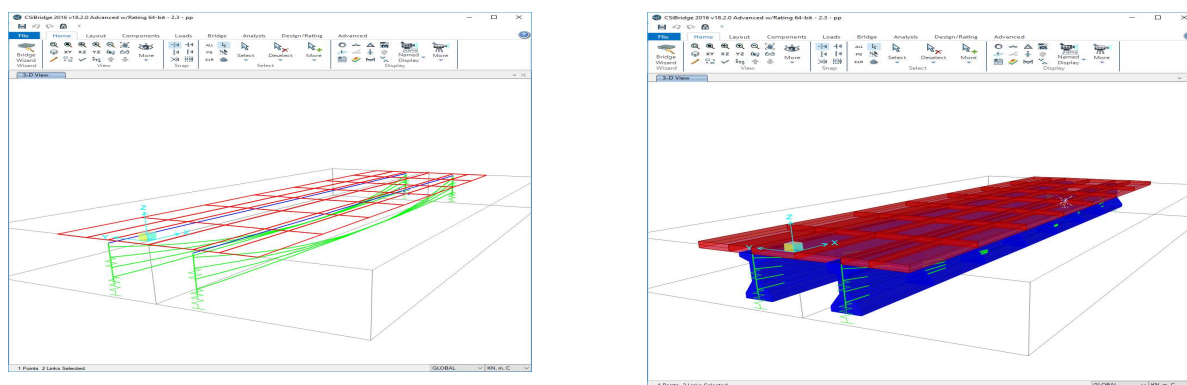


Figura 6.2 – Modelo 2 – CSiBridge

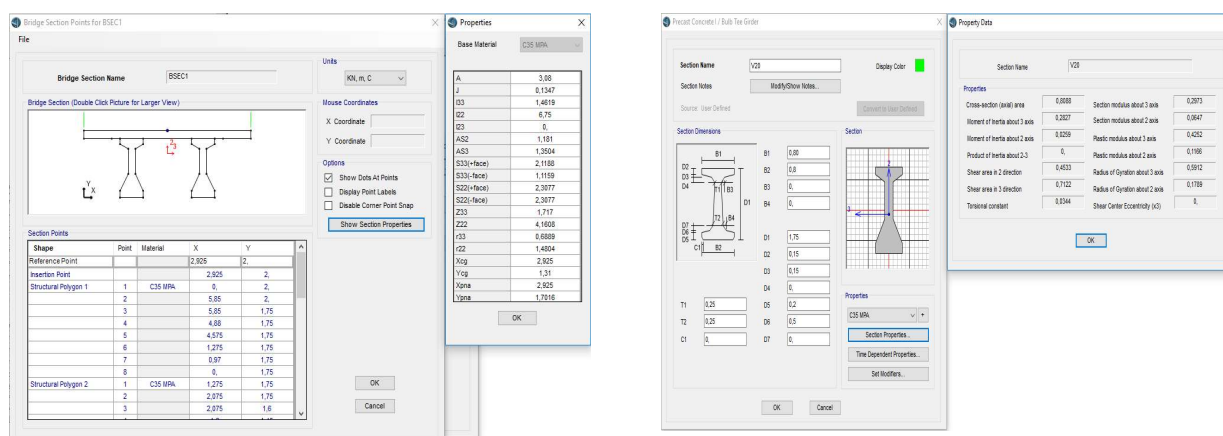


Figura 6.3 – Seções transversais – MODELO 2.

As propriedades das seções e materiais adotados são apresentadas nas Figuras 6.3, 6.4 e 6.5. O concreto considerado tem resistência média de 35 MPa aos 28 dias e propriedades dadas pela NBR 6118:2014. O aço passivo é do tipo CA-50A (500 MPa). O aço ativo é do tipo CP-190 RB, cordoalhas de 7 fios agrupadas em cabos de 12 ou 15 cordoalhas de 12,7mm (área aproximada de 0,987 cm²) ou 15,2mm (área aproximada de 1,4cm²) de diâmetro, com resistência última de 1900 MPa.

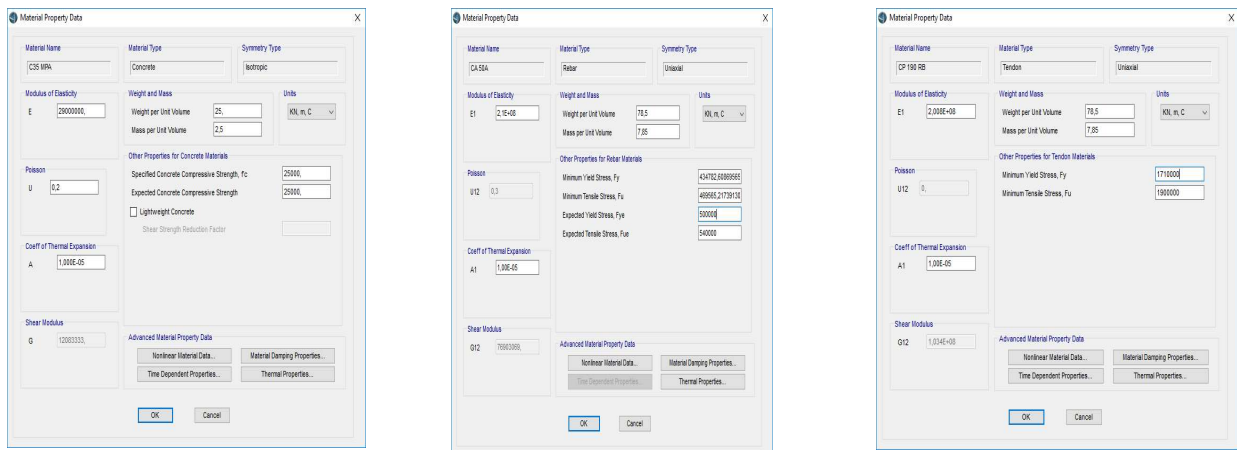


Figura 6.4 – Propriedades dos materiais – MODELO 2.

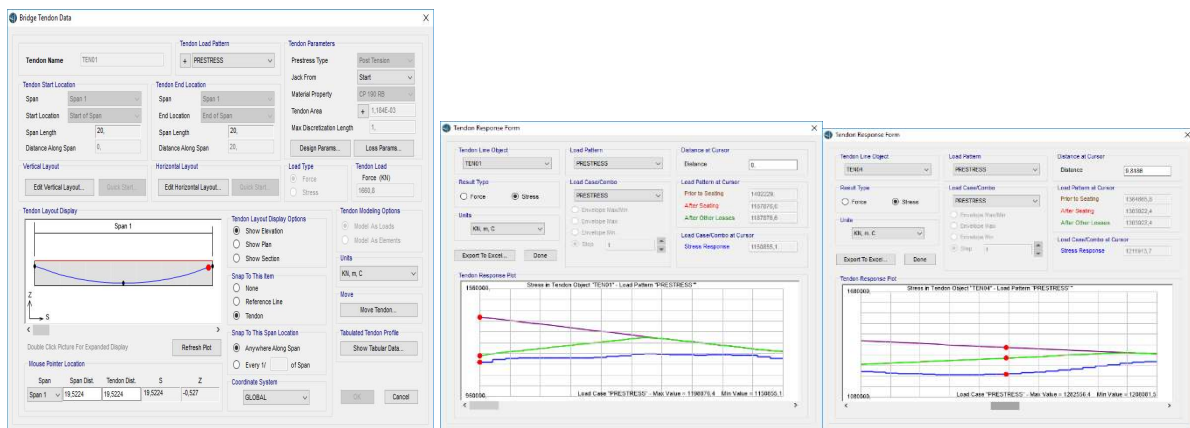


Figura 6.5 – Propriedades dos cabos – MODELO 2.

Foram considerados como carregamentos os tens-tipo: LM71, SW/2, TB-360, COOPER-E80, além das 4 composições para fadiga (tráfego pesado) indicadas no Eurocódigo.

Foi considerado o espraiamento de cargas transversal de 1:2 de acordo com a AREMA, partindo dos 2,80 metros do dormente, onde se considerou simplificada uma pressão uniforme, até o meio da laje, totalizando uma largura de aproximadamente 3,0 metros. Na longitudinal, as cargas dos eixos não são espraiadas, para o tipo de análise realizada. O efeito do espraiamento longitudinal deve ser mais importante em pequenos vãos, portanto, no presente caso, para lajes e transversinas, para a viga e infraestrutura o efeito da distribuição longitudinal de cargas concentradas é menor, porém deve ser levado em conta sempre que possível.

Podem-se observar a título de verificação do comportamento do modelo, as reações de apoios e os momentos fletores de peso próprio nas figuras 6.6 e 6.7. Além da variação das tensões

devido as cargas móveis, alguns normativos necessitam das tensões das cargas permanentes para a verificação da fadiga.

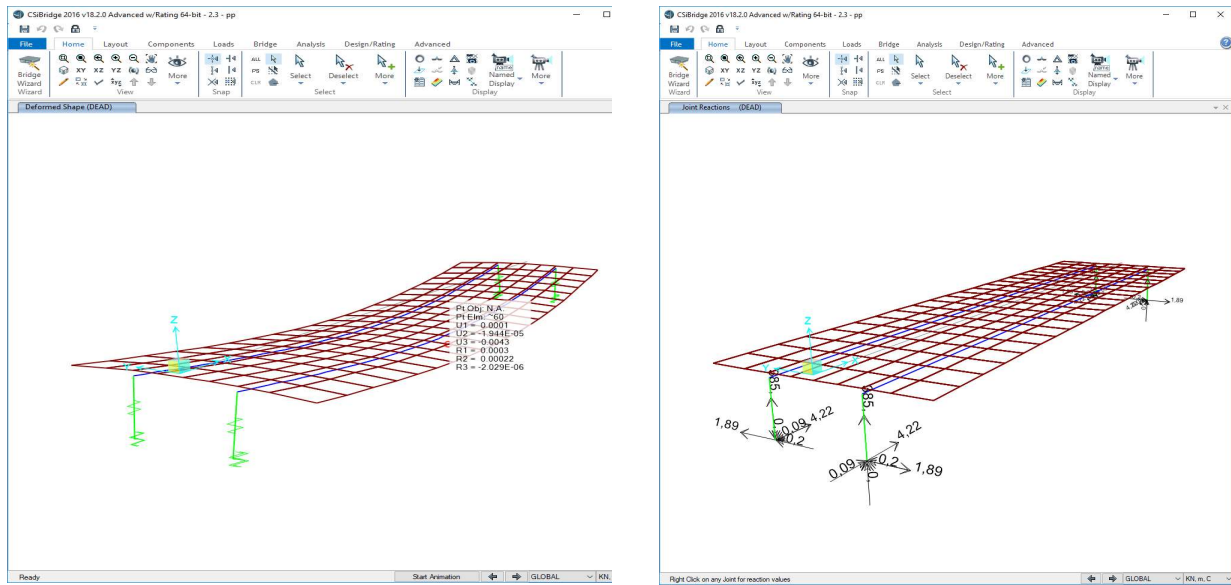


Figura 6.6 – Reações de apoio para peso próprio – MODELO 2.

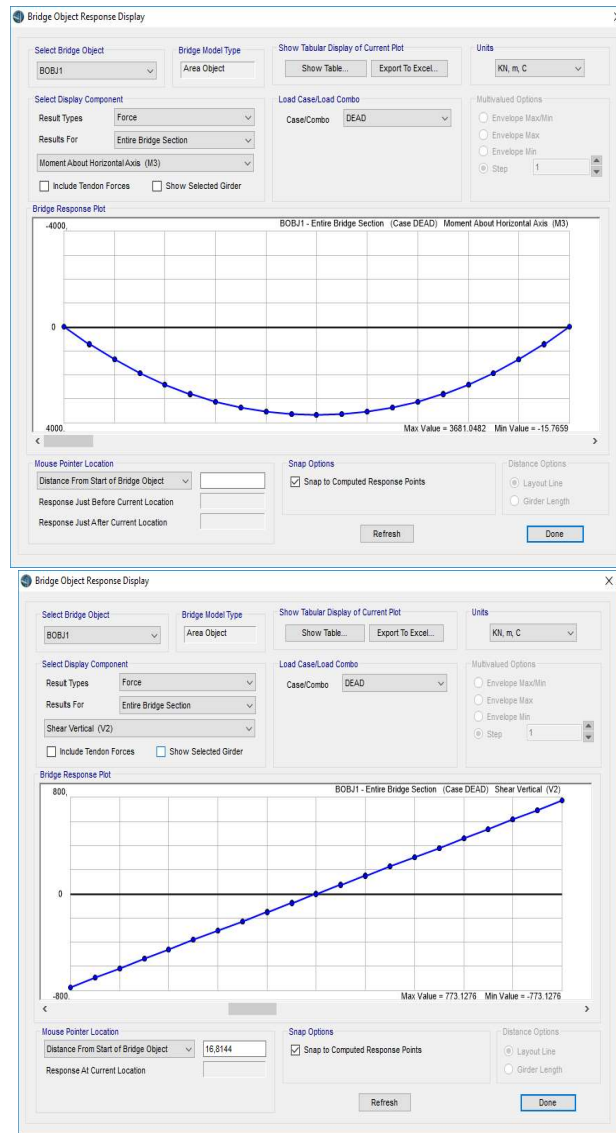


Figura 6.7 – Esforços principais de peso próprio – MODELO 2.

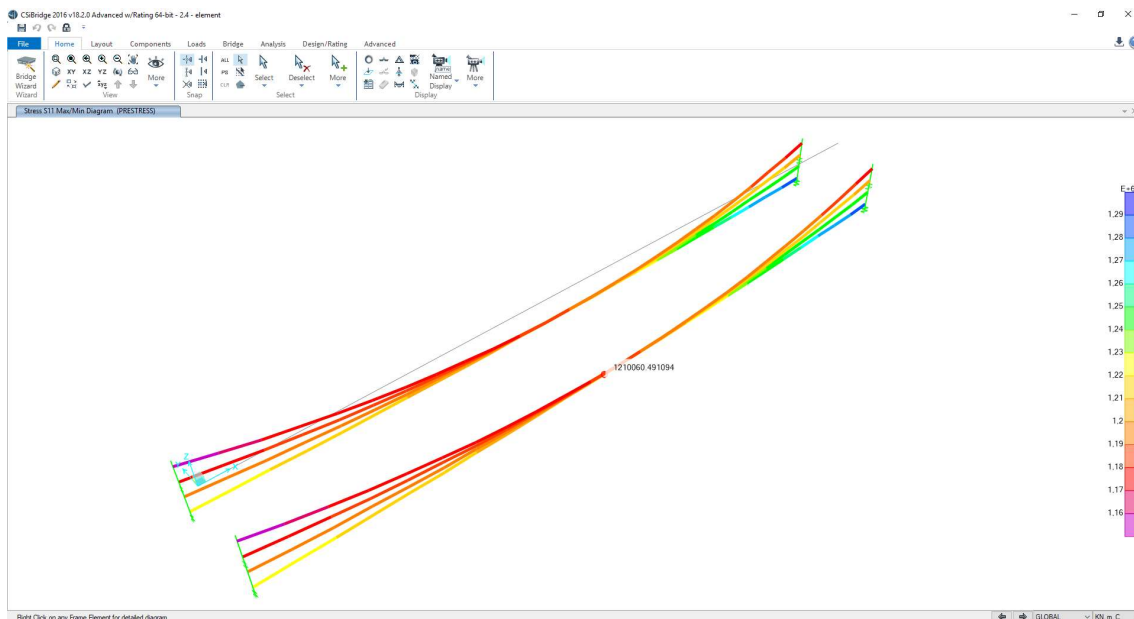


Figura 6.8 – Forças de protensão nos cabos – MODELO 2.

Na Figura 6.8, são apresentadas as forças nos cabos de protensão para o Modelo 2 considerando os cabos como elementos. São apresentados na Figura 6.9 os momentos fletores na seção S5 (meio do vão) para as cargas móveis, obtidos através do carregamento tipo “*moving load*” (linhas tracejadas), ou seja, uma envoltória de casos estáticos com diferentes posições do trem tipo, sem consideração dos efeitos dinâmicos.

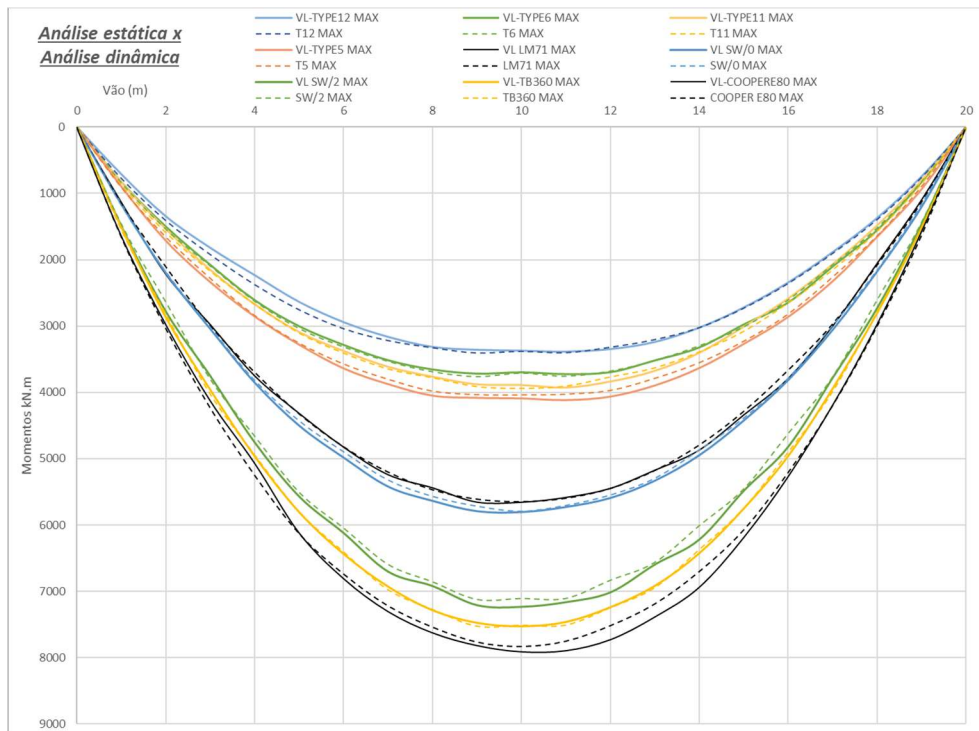


Figura 6.9 – Momentos fletores sem força nos cabos – *Moving Load* (envoltória de casos estáticos) x *Vehicle Live* (análise não linear com velocidade de 10m/s) – MODELO 2.

Também foram apresentados na Figura 6.9 os momentos fletores na seção S5 para as cargas móveis, obtidos através do carregamento tipo “*multi-step static vehicle live*” (linhas cheias). Foram apresentadas curvas com amplificação dinâmica de 10m/s=36km/h e de forma geral à amplificação foi pequena, como pode ser observado. Os trens de cargas pesadas não costumam atingir velocidades acima de 120 km/h em condições normais como os trens de passageiros de alta velocidade, por isso foi testada a velocidade de 10m/s. Toda a análise dinâmica e calibração do modelo para reproduzir os valores reais fogem da área de atuação desse trabalho e por isso a análise dinâmica não foi utilizada nos resultados deste trabalho. Para verificação do efeito dinâmico devem ser testadas velocidades maiores.

6.2 Verificações para ciclos com amplitudes constantes

Com os resultados do MODELO 2, é possível verificar a fadiga através dos métodos que consideram a variação de tensão para um nível único de carga, como segue:

FIB

Para efeito de comparação serão apresentadas as verificações para trens-tipos de diferentes normas, uma vez que o código não apresenta o carregamento a ser utilizado.

Os cálculos apresentados no capítulo são referentes às tensões do TB-360, para os demais carregamentos, ver Tabela 6.2. Considerando o número de ciclos n maior que 10^4 o nível 1 não é atendido. Para atender ao **nível 2**, admitindo $n=10^6$, ou seja, com o número de ciclos $n \leq 10^8$, segue:

Aço passivo tração

Nas Figuras 6.10 e 6.11 são apresentadas as tensões combinadas em serviço com impacto.

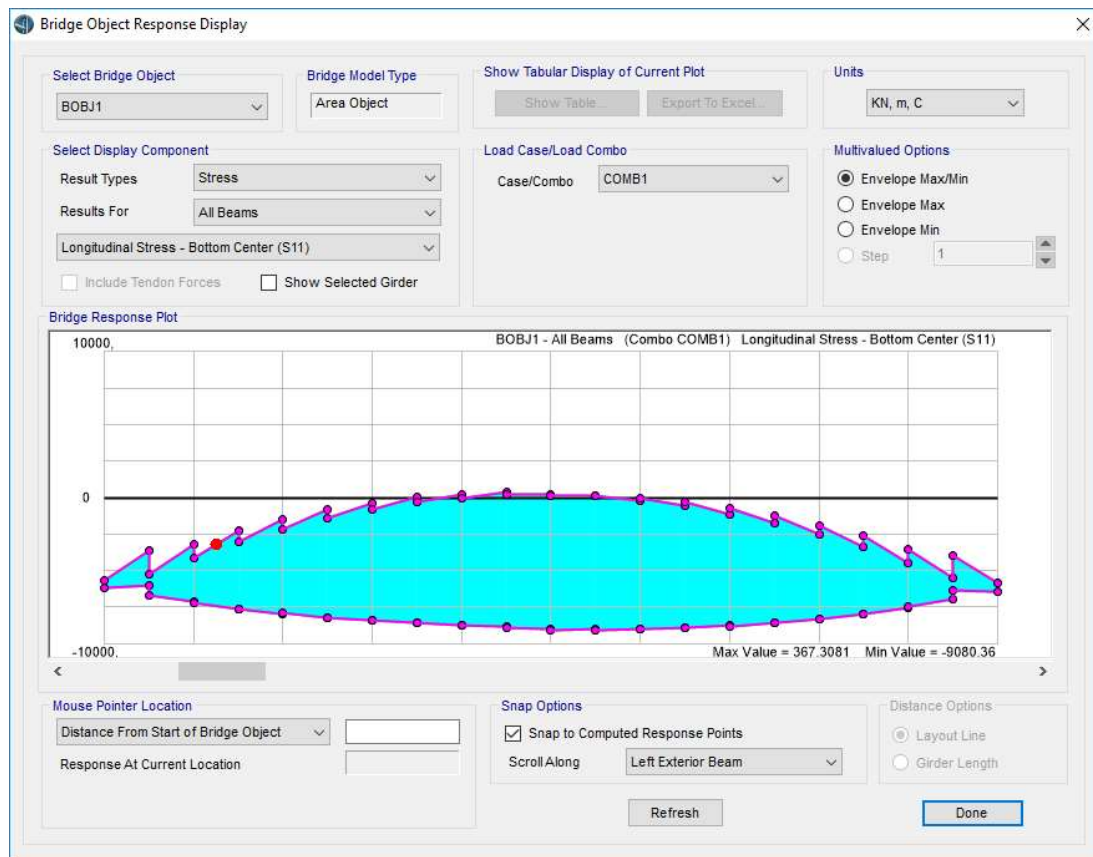


Figura 6.10 – Tensões de flexão no aço passivo para combinação característica (com coeficiente de impacto) de serviço – TB – 360 – Vão de 20 metros – Envoltórias de máximos e mínimos ao longo do vão. Unidades indicadas (kN, m, C).

$$\gamma_{Ed} \max \Delta\sigma_s \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s,fat}} \quad \text{Equação 6.1}$$

$$1,00 \times \left(10 \times (9055,74 + 244,47) \frac{kN}{m^2}\right) = 93 \text{ MPa} < \frac{125}{1,15} = 108,7 \text{ MPa} \quad \blacksquare \text{OK} \quad \text{Equação 6.2}$$

O Coeficiente de impacto está considerado na combinação do carregamento.

Deve-se levar em consideração que foi feita a interpretação literal do conceito de variação de tensão para tensões com sinais opostos. Desconsiderando efeitos como a perda lenta de protensão, que poderiam levar a tensões de tração maiores, a barra de aço passivo é descomprimida na maior parte do tempo.

Podemos observar que para o trem-tipo americano um modelo considerando a fissuração em algumas seções deve ser levado em consideração, uma vez que existe presença de tensões de tração no concreto maiores que os limites, conforme Figura 6.11.

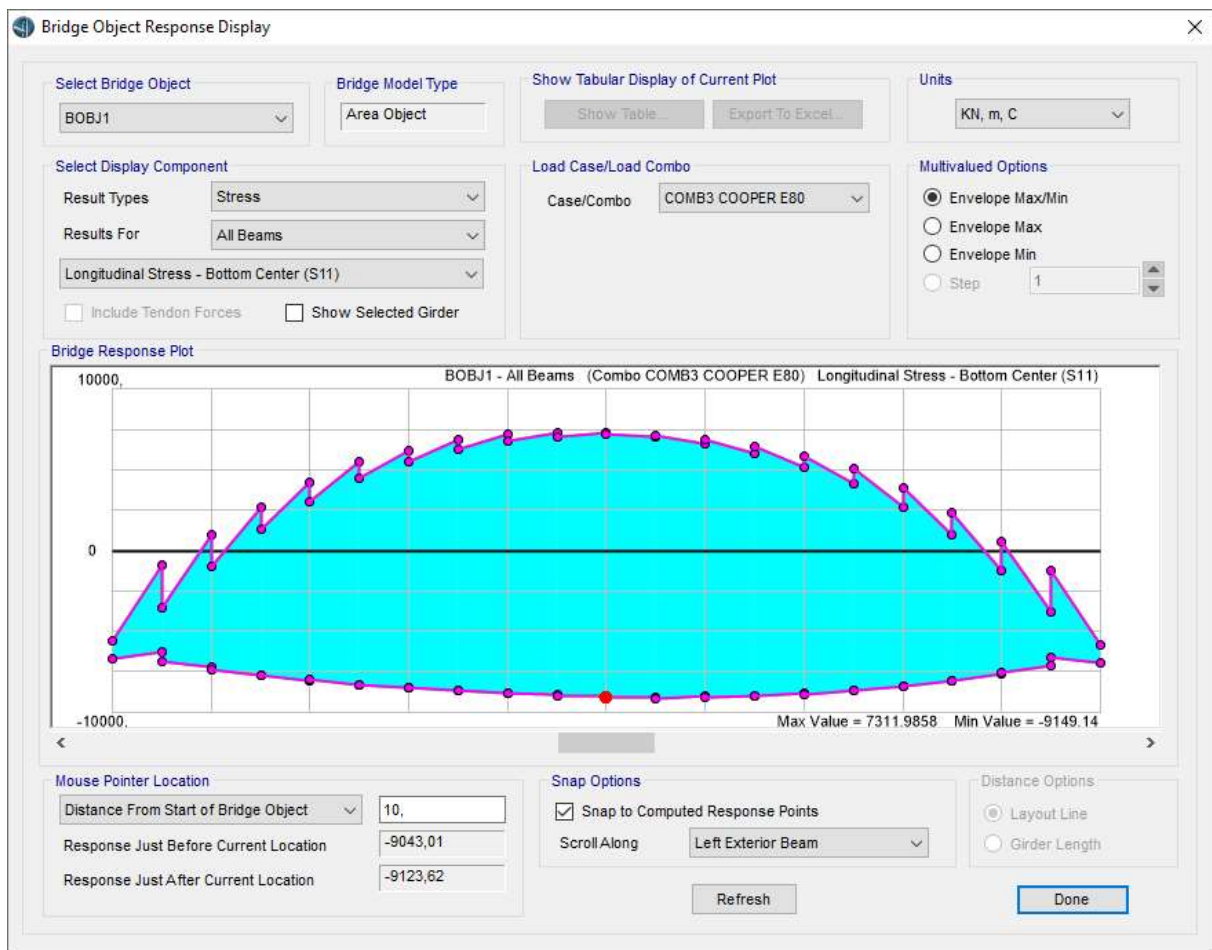


Figura 6.11 – Tensões de flexão no aço passivo para combinação característica (com coeficiente de impacto) de serviço – COOPER E80 – Vão de 20 metros – Envolvórias de máximos e mínimos ao longo do vão. Unidades indicadas (kN, m, C).

Nas Figuras 6.10 e 6.11 é possível extrair a variação de tensão do concreto no bordo inferior das vigas através da compatibilização de deformações para a barra de aço adjacente, a curva inferior corresponde a situação permanente (peso da viga, laje, lastro + dormentes e protensão) e a curva superior é o efeito da carga móvel. Sendo assim, para o TB-360 a fibra inferior é tracionada apenas em um pequeno trecho do vão, enquanto, para o COOPER E80, a tração na fibra inferior avança aproximadamente 2 metros do apoio para dentro do vão. A apresentação das tensões para cargas permanentes e móvel são apresentadas em formas de tabela no ANEXO A. Isso indica que as barras de aço passivo estarão sujeitas a poucas tensões de tração, diferente

das barras de aço ativo que estarão sempre tracionadas. O estudo da vida útil será feito apenas para o aço de protensão.

Aço ativo a tração

O aço ativo, este sim, sempre estará tracionado, desde o momento da protensão e a verificação da variação de tensão devido a passagem do trem com efeitos dinâmicos é dada a seguir, pela Figura 6.12 e equações:

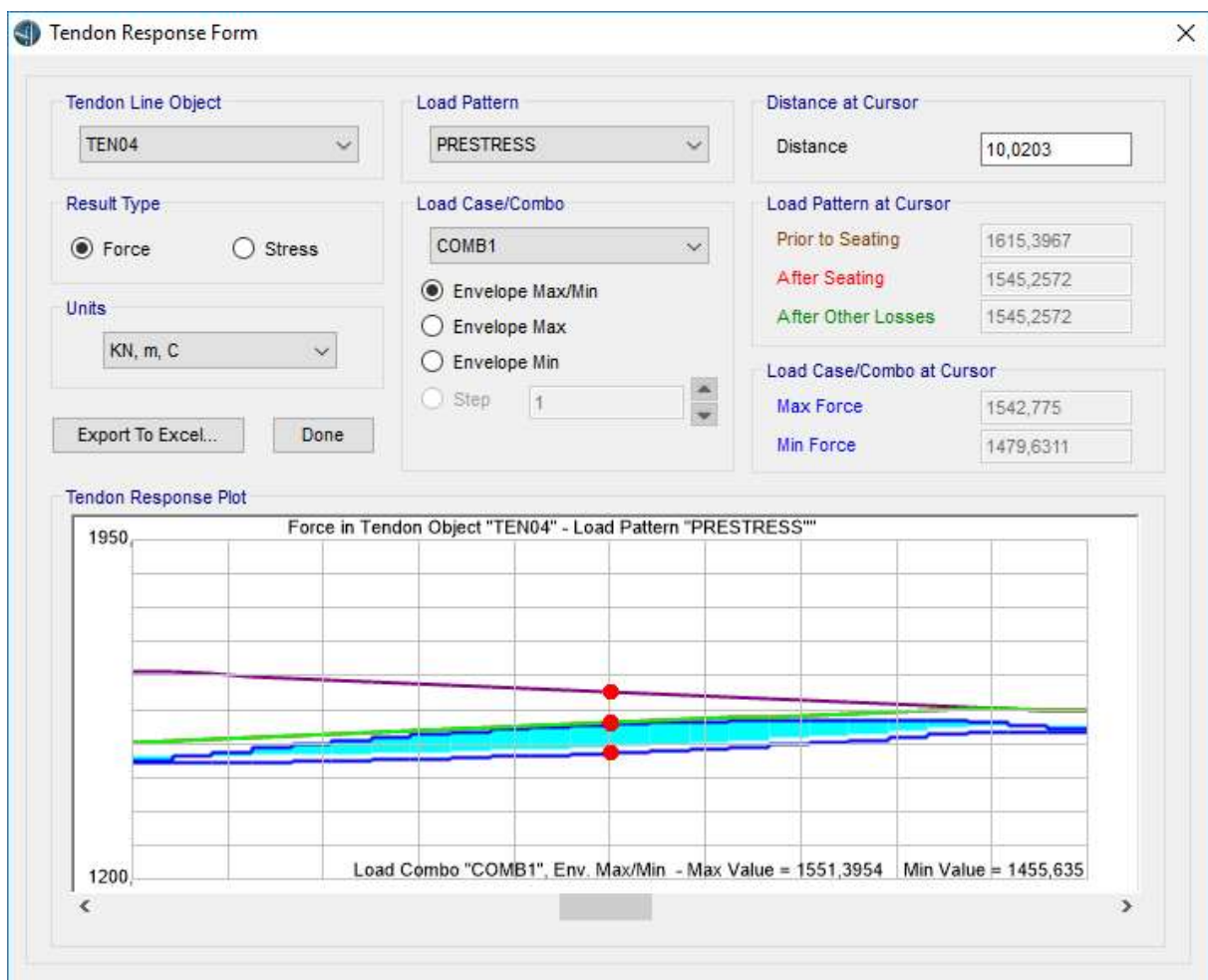


Figura 6.12 – Tensões de tração no cabo de aço ativo para combinação característica de serviço – TB – 360 – Vão de 20 metros – Envoltórias de máximos e mínimos ao longo do vão. Unidades indicadas (kN, m, C).

$$\gamma_{Ed} \max \Delta \sigma_s \leq \frac{\Delta \sigma_{Rsk}}{\gamma_{s,fat}} \quad \text{Equação 6.3}$$

$$1,00 (53,31MPa) = 53,31MPa < \frac{62,15}{1,15} = 54,04MPa \quad \blacksquare OK \quad \text{Equação 6.4}$$

Podemos observar que para uma quantidade de ciclos para resistência de 10^8 ciclos o cabo protendido apresenta resistência perto do limite. A força no cabo foi dividida pela área de 1 cabo ($1,1844 \times 10^{-3} \text{m}^2$) para se obter a tensão, aqui já afectada do coeficiente de impacto.

Na Figura 6.13 pode-se observar o aumento da variação de tensão no cabo devido ao trem-tipo americano na região em azul, ao longo da viga.

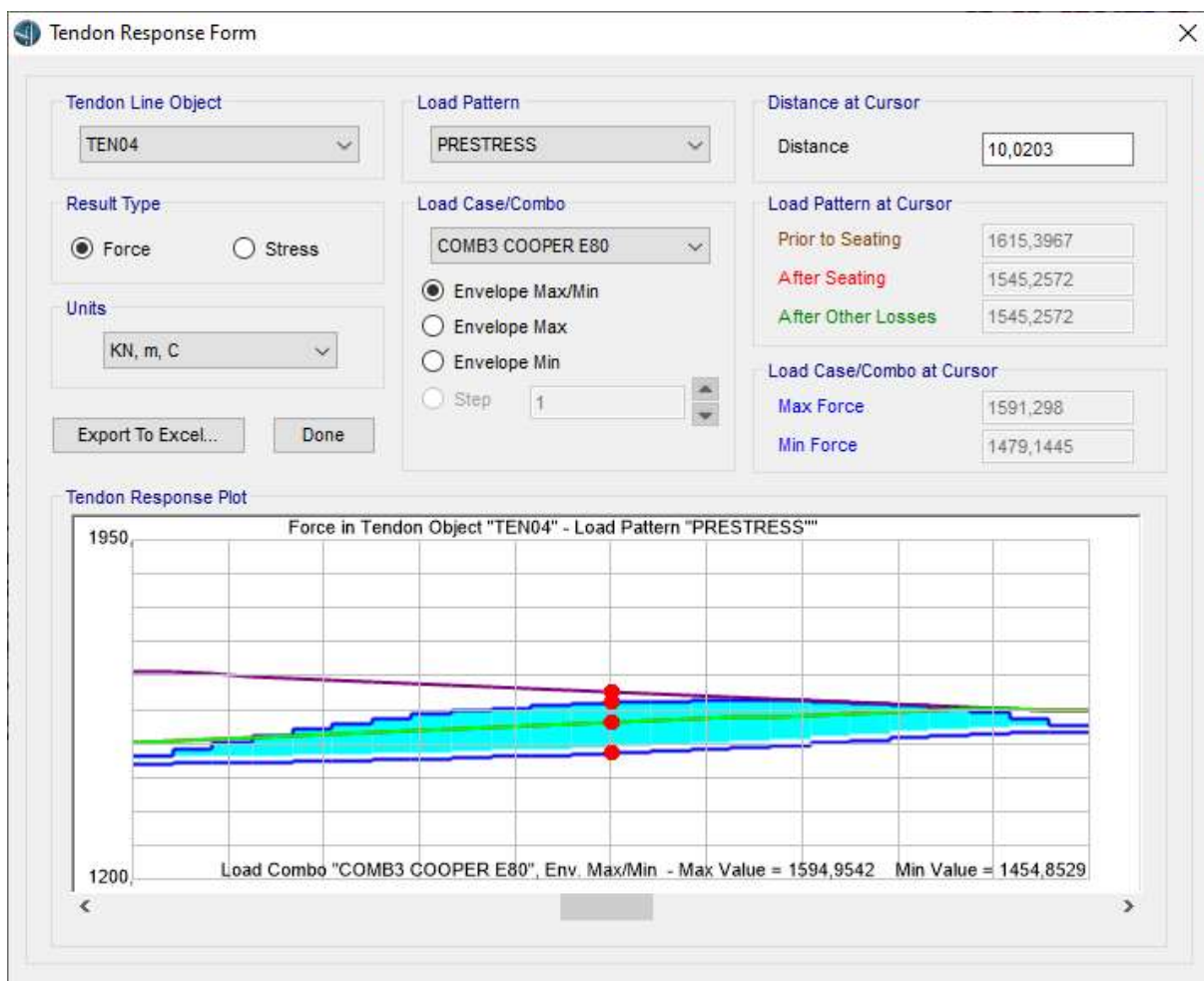


Figura 6.13 – Tensões de tração no cabo de aço ativo para combinação característica de serviço – COOPER E80 – Vão de 20 metros – Envoltórias de máximos e mínimos ao longo do vão. Unidades indicadas (kN, m, C).

Nas Figuras 6.12 e 6.13 é possível observar as forças no cabo para todas as fases. A curva roxa (superior) é a tensão após a perda por atrito, a curva verde (intermediária) apresenta a cravação do cone de ancoragem que atinge quase a viga toda pois esse cabo estudado é praticamente reto, por ser o cabo mais baixo apresenta pouco atrito. Considerando as tensões permanentes as tensões do cabo são representadas pela curva mais inferior e o efeito da carga móvel é pintado

em azul e forma a figura cheia do gráfico. A figura cheia representa o valor da variação de tensão do cabo devida à passagem do trem.

Concreto compressão

Será verificada a tensão na laje que atua como laje de compressão do tabuleiro devido ao efeito da flexão principal do tabuleiro, na fibra superior, na direção 11 do modelo. Os gráficos de tensão na laje estão no ANEXO A. Nesses gráficos são possíveis observar o estado de tensão na fibra superior da seção, para cargas permanentes e móvel, ao longo do vão.

$$\gamma_{Ed} \sigma_{c,max} \eta_c \leq 0,45 \frac{\beta_{cc}(t) \times 0,85 \times f_{ck} \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{400}\right)}{\gamma_{c,fat}} \quad \text{Equação 6.5}$$

$\beta_{cc}(t) = 1$ considerando a fadiga começando aos 28 dias.

$$\eta_c = \frac{1}{1,5 - 0,5 \times (\sigma_{c1} / \sigma_{c2})} \quad \text{Equação 6.6}$$

$$\eta_c = \frac{1}{1,5 - 0,5 \times (5936,94 / 6692,6)} = 0,95 \quad \text{Equação 6.7}$$

$$1,00 \times \left((6692,6) \frac{kN}{m^2} \times 0,95 \right) = 6,36 MPa < 0,45 \times 1,0 \frac{0,85 \times 35 \times \left(1 - \frac{35}{400}\right)}{1,5} = 8,14 MPa \quad \blacksquare OK$$

Equação 6.8

Concreto tração

Ainda utilizando os dados da Figura 6.10, segue:

$$\gamma_{Ed} \sigma_{ct,max} \eta_c \leq \frac{0,33 f_{ctk,0.05}}{\gamma_{c,fat}} \quad \text{Equação 6.9}$$

$$\eta_c = \frac{1}{1,5 - 0,5 \times (\sigma_{c1} / \sigma_{c2})} \quad \text{Equação 6.10}$$

$$\eta_c = \frac{1}{1,5 - 0,5 \times (\sigma_{c1} / \sigma_{c2})} = 1,0 \quad \text{Equação 6.11}$$

$$1,00 \times \left((244,47) \frac{kN}{m^2} \times 1,0 \right) = 0,24 MPa \leq \frac{0,33 \times 2,2 MPa}{1,5} = 0,484 MPa \quad \blacksquare OK \quad \text{Equação 6.12}$$

Ao final da verificação a viga apresenta segurança a fadiga de forma geral. Podemos ver também que o aço ativo apresenta valores próximos aos limites para o vão de 20 metros.

Para atender ao nível 3, considerando $n = 10^6$, é feita a verificação para um nível único de carga, agora com um limite de tensão maior, como segue:

Aço passivo tração

$$\gamma_{Ed} \max \Delta\sigma_s \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s,fat}} \quad \text{Equação 6.13}$$

$$1,00 \left(10 \times 9.300,21 \frac{kN}{m^2} \right) = 93MPa \leq \frac{210}{1,15} = 182,61MPa \quad \blacksquare OK \quad \text{Equação 6.14}$$

Como já mencionado o valor de tração é baixo, porém o valor de $\Delta\sigma$ é alto.

Aço ativo tração

$$\gamma_{Ed} \max \Delta\sigma_s \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s,fat}} \quad \text{Equação 6.15}$$

$$1,00 (53,31MPa) = 53,31 MPa \leq \frac{120}{1,15} = 104,35MPa \quad \blacksquare OK \quad \text{Equação 6.16}$$

Pode-se observar agora uma folga na verificação do aço ativo ao ser utilizada uma tensão resistente de uma quantidade de ciclos mais baixa que aquela do nível anterior.

Concreto compressão

Para verificar o concreto é necessário que n seja menor que N , sendo N obtido com auxílio das equações 3.10 a 3.19, conforme mostrado a seguir:

$$Y = \frac{0,45+1,8 \times S_{cd,min}}{1+1,8 \times S_{cd,min} - 0,3 \times S_{cd,min}^2} = 0,499 \quad \text{Equação 6.17}$$

Se $\log \log N_1 \leq 8$, então $\log \log N = \log \log N_1$

Se $\log \log N_1 > 8$, então $\log \log N = \log \log N_2$

$$S_{cd,max} = \gamma_{Ed} \times \eta_c \times \frac{|\sigma_{c,max}|}{f_{cd,fat}} = 1,1 \times 0,95 \times \frac{1,3767 \times 6,693MPa}{18,098MPa} = 0,532 \quad \text{Equação 6.18}$$

$$S_{cd,min} = \gamma_{Ed} \times \eta_c \times \frac{|\sigma_{c,min}|}{f_{cd,fat}} = 1,1 \times 0,95 \times \frac{1,3767 \times 0,681MPa}{18,098MPa} = 0,054 \quad \text{Equação 6.19}$$

$$\log \log N_1 = \frac{8}{(Y-1)} (S_{cd,max} - 1) = 7,473 \quad \text{Equação 6.20}$$

$$\log \log N_2 = 8 + \frac{8 \ln \ln 10}{(Y-1)} (Y - S_{cd,min}) \log \log \left(\frac{S_{dc,max} - S_{cd,min}}{Y - S_{cd,min}} \right) \quad \text{Equação 6.21}$$

$$N_1 = 2,97E7 \text{ ciclos, maior que } 10^6 \quad \blacksquare OK$$

Concreto tração

$$\log \log N = 12(1 - S_{ct,max}) = 8,424 \quad \text{Equação 6.22}$$

$$S_{ctd,max} = \gamma_{Ed} \times \eta_c \times \frac{|\sigma_{ct,max}|}{f_{ctd,fat}} = 1,1 \times 1,0 \times \frac{0,244MPa}{1,24MPa} = 0,298 \quad \text{Equação 6.23}$$

$N = 2,65E8$ ciclos, maior que 10^6 , assim como no nível 2, ■ OK

Podemos observar que tanto pelo **nível 2** como pelo **nível 3** chega-se à conclusão que a obra apresenta vida útil ilimitada a fadiga quando consideradas as equações do FIB com as tensões do trem-tipo brasileiro e um número de ciclos de $1,0 \times 10^6$ durante a vida útil de 50 anos (Consideramos baixo o valor de 50 anos) da ponte. De uma forma geral o coeficiente usado na carga característica do trem, foi o impacto de acordo com norma brasileira e uma majoração de 10% nas tensões solicitantes devido a dispersão dos resultados da análise dinâmica efetuada com modelos no SAP 2000.

Podemos reparar que a diferença entre o nível 2 e 3 é a consideração diferente de número de ciclos além de que o nível 3 passa a fornecer verificações em termos de número de ciclos para o concreto e não mais em termos de tensão. Teoricamente se o nível 2 foi atendido, não precisaria ter sido verificado o nível 3 pois ao se diminuir a quantidade de ciclos podemos aumentar as resistências.

Resultados para outros trens podem ser observados nas Tabelas 6.2 a 6.5.

Tabela 6.2 – Verificação a fadiga pelo CEB – Aço passivo tração – Resumo.

CEB 2010						
Vão (m) =	20	65,6168 feet	K=	0,0625		
vel (m/s)	10		fcd,fat=	18,098		
Aço passivo tração						
TREM-TIPO	ϕ [1]	$\sigma_{sk,m\acute{a}x}$ (MPa) [2]	$\sigma_{sk,m\acute{i}n}$ (MPa) [3]	$\Delta\sigma_{sk}$ (MPa) [4]=[2]-[3]	Y_{ed} [5]	[6]=[4]*[5] (MPa)
TB-360	1,3767	90,8	-3,7	94,5	1,1	103,92
COOPER E80	1,2956	91,5	-73,1	164,6	1,1	181,06
LM-71	1,2356	90,8	26,6	64,1	1,1	70,55
SW/2	1,2356	90,8	10,3	80,4	1,1	88,48
TYPE 5	1,0359	90,7	49,8	40,9	1,1	44,99
TYPE 6	1,0359	90,8	50,7	40,1	1,1	44,07
TYPE 11	1,0359	90,7	50,6	40,1	1,1	44,07
TYPE 12	1,0359	90,7	52,3	38,4	1,1	42,25

Nível 1				Nível 2				
fctd,fat		1,24		n ciclos		1000000		
$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) [7]	Y_{ed} [8]	[9]=[7]*[8] (MPa)	Verificação	$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) [7]	Y_{ed} [8]	[9]=[7]*[8] (MPa)	Verificação	
125	1,15	108,70	OK	TB-360	210	1,15	182,61	OK
125	1,15	108,70	NÃO OK	COOPER E80	210	1,15	182,61	OK
125	1,15	108,70	OK	LM-71	210	1,15	182,61	OK
125	1,15	108,70	OK	SW/2	210	1,15	182,61	OK
125	1,15	108,70	OK	TYPE 5	210	1,15	182,61	OK
125	1,15	108,70	OK	TYPE 6	210	1,15	182,61	OK
125	1,15	108,70	OK	TYPE 11	210	1,15	182,61	OK
125	1,15	108,70	OK	TYPE 12	210	1,15	182,61	OK

Tabela 6.3 – Verificação a fadiga pelo CEB – Aço ativo – Resumo.

Aço ativo tração						
TREM-TIPO	ϕ [1]	$\sigma_{sk,m\acute{a}x}$ (MPa) [2]	$\sigma_{sk,m\acute{i}n}$ (MPa) [3]	$\Delta\sigma_{sk}$ (MPa) [4]=[2]-[3]	Y_{ed} [5]	[6]=[4]*[5] (MPa)
TB-360	1,3767	1302,6	1249,3	53,3	1,1	58,64
COOPER E80	1,2956	1343,5	1248,9	94,7	1,1	104,16
LM-71	1,2356	1285,1	1249,3	35,8	1,1	39,39
SW/2	1,2356	1294,6	1249,3	45,3	1,1	49,80
TYPE 5	1,0359	1270,7	1249,3	21,4	1,1	23,55
TYPE 6	1,0359	1269,2	1249,3	19,9	1,1	21,85
TYPE 11	1,0359	1270,3	1249,3	21,0	1,1	23,06
TYPE 12	1,0359	1267,7	1249,3	18,4	1,1	20,19

Nível 1				Nível 2				
$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) [7]	Y_{ed} [8]	[9]=[7]*[8] (MPa)	Verificação		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) [7]	Y_{ed} [8]	[9]=[7]*[8] (MPa)	Verificação
62,15	1,15	54,04	NÃO OK	TB-360	120	1,15	104,35	OK
62,15	1,15	54,04	NÃO OK	COOPER E80	120	1,15	104,35	OK
62,15	1,15	54,04	OK	LM-71	120	1,15	104,35	OK
62,15	1,15	54,04	OK	SW/2	120	1,15	104,35	OK
62,15	1,15	54,04	OK	TYPE 5	120	1,15	104,35	OK
62,15	1,15	54,04	OK	TYPE 6	120	1,15	104,35	OK
62,15	1,15	54,04	OK	TYPE 11	120	1,15	104,35	OK
62,15	1,15	54,04	OK	TYPE 12	120	1,15	104,35	OK

Tabela 6.4 – Verificação a fadiga pelo CEB – Concreto comprimido – Resumo.

Concreto Compressão						
TREM-TIPO	ϕ [1]	$\sigma_{sk,m\acute{a}x}$ (MPa) [2]	$\sigma_{sk,m\acute{i}n}$ (MPa) [3]	$\Delta\sigma_{sk}$ (MPa) [4]=[2]*[3]	Y_{ed} [5]	[6]=[4]*[5] (MPa)
TB-360	1,3767	6,647	0,28	6,31465	1,1	9,56
COOPER E80	1,2956	9,164	0,464	8,7058	1,1	12,41
LM-71	1,2356	4,587	0,518	4,35765	1,1	5,92
SW/2	1,2356	5,709	0,442	5,42355	1,1	7,37
TYPE 5	1,0359	3,2	0,621	3,04	1,1	3,46
TYPE 6	1,0359	3,061	0,621	2,90795	1,1	3,31
TYPE 11	1,0359	2,915	0,672	2,76925	1,1	3,16
TYPE 12	1,0359	2,685	0,672	2,55075	1,1	2,91
	η_c [3]	0,95				

Nível 1				Nível 2					
$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) [7]	Y_{ed} [8]	[9]=[7]*[8] (MPa)	Verificação	$S_{cd,m\acute{a}x}$	$S_{cd,m\acute{i}n}$	Y	N1 (ciclos)	Verificação	
12,22	1,5	8,14	NÃO OK	TB-360	0,52837	0,02226	0,47125	1,37E+07	OK
12,22	1,5	8,14	NÃO OK	COOPER E80	0,68556	0,03471	0,48251	7,26E+04	NÃO OK
12,22	1,5	8,14	OK	LM-71	0,32726	0,03696	0,48449	2,75E+10	OK
12,22	1,5	8,14	OK	SW/2	0,40731	0,03153	0,47968	1,30E+09	OK
12,22	1,5	8,14	OK	TYPE 5	0,19140	0,03714	0,48466	3,57E+12	OK
12,22	1,5	8,14	OK	TYPE 6	0,18309	0,03714	0,48466	4,80E+12	OK
12,22	1,5	8,14	OK	TYPE 11	0,17436	0,04019	0,48733	7,65E+12	OK
12,22	1,5	8,14	OK	TYPE 12	0,16060	0,04019	0,48733	1,25E+13	OK

Podemos perceber que a fadiga não deve ser pronunciada nas barras de aço passivo, visto que elas estão quase sempre comprimidas. Na tabela 6.2 os valores de tensão de tração são negativos, sendo o TB-360 e o COOPER E80 os únicos que causam descompressão da seção.

Na Tabela 6.3 pode-se observar que os cabos protendidos não atendem aos limites de tensão para repetições da ordem de 10^8 ciclos, porém apresentam tensão compatível com 10 milhões de ciclos.

Tabela 6.5 – Verificação a fadiga pelo CEB – Concreto tracionado – Resumo.

Concreto tração						
TREM-TIPO	ϕ [1]	$\sigma_{sk,m\acute{a}x}$ (MPa) [2]	η_c [3]	$\Delta\sigma_{sk}$ (MPa) [4]=[2]*[3]	Y_{ed} [5]	[6]=[4]*[5] (MPa)
TB-360	1,3767	0,24	1	0,24	1,1	0,36
COOPER E80	1,2956	7,27	1	7,27	1,1	10,36
LM-71	1,2356	0	1	0	1,1	0,00
SW/2	1,2356	0	1	0	1,1	0,00
TYPE 5	1,0359	0	1	0	1,1	0,00
TYPE 6	1,0359	0	1	0	1,1	0,00
TYPE 11	1,0359	0	1	0	1,1	0,00
TYPE 12	1,0359	0	1	0	1,1	0,00

Nível 1				Nível 2			
$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) [7]	Y_{ed} [8]	[9]=[7]*[8] (MPa)	Verificação	Sctd,máx	N ciclos	Verificação	
0,726	1,5	0,48	OK	TB-360	0,29310	3,04E+08	OK
0,726	1,5	0,48	NÃO OK	COOPER E80	8,35566	5,40E-89	NÃO OK
0,726	1,5	0,48	OK	LM-71	0,00000	1,00E+12	OK
0,726	1,5	0,48	OK	SW/2	0,00000	1,00E+12	OK
0,726	1,5	0,48	OK	TYPE 5	0,00000	1,00E+12	OK
0,726	1,5	0,48	OK	TYPE 6	0,00000	1,00E+12	OK
0,726	1,5	0,48	OK	TYPE 11	0,00000	1,00E+12	OK
0,726	1,5	0,48	OK	TYPE 12	0,00000	1,00E+12	OK

Da mesma forma acontece para o concreto comprimido da laje, não atende para 10^8 ciclos e apenas para o COOPER E80 apresenta tensão de compressão acima do limite no nível 2 do CEB com dez milhões de ciclos.

Os valores de tensões nas fibras extremas da seção para cargas permanentes e trem-tipo de forma separada são apresentadas no **ANEXO A**.

Para barras de aço passivo, foi considerado o diâmetro de 25mm e nenhuma dobra no meio do vão, conforme desenho de detalhamento da seção no **ANEXO F**.

Pode-se observar os resultados da seção 5 no meio do vão da ponte (seção mais solicitada) como satisfatórios para todos os trens exceto o trem-tipo americano.

Para atender ao **nível 4**, as verificações necessitam da contagem de ciclos e serão apresentadas no Capítulo 6.3.

EUROCÓDIGOS [13 -15]

Serão apresentadas para o Eurocódigo as tensões devido ao trem de carga pesada SW/2, pois é o mais parecido com o TB-360 para efeitos de momentos no meio do vão, para comparação.

Para condições de manutenção normal da via, temos o coeficiente de amplificação dinâmica:

$$1,00 \leq \varphi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L\varphi-0,2}} + 0,73 \leq 2,00 \quad \text{Equação 6.24}$$

$$1,00 \leq \varphi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{20-0,2}} + 0,73 = 1,2356 \leq 2,00 \quad \text{Equação 6.25}$$

O coeficiente dinâmico a ser aplicado em trens para verificação da vida útil e de alta velocidade:

$$\phi = 1 + \frac{1}{2}(\phi' + \frac{1}{2}\phi'') = 1 + \frac{1}{2}(0,067 + \frac{1}{2}0,01) = 1,0435 \quad \text{Equação 6.26}$$

$$\phi' = \frac{K}{1-K+K^4} \quad \text{Equação 6.27}$$

$$\phi' = \frac{0,0625}{1-0,0625+0,0625^4} = 6,67E - 2 \quad \text{Equação 6.28}$$

$$K = \frac{v}{160}; L \leq 20m \quad \text{Equação 6.29}$$

$$K = \frac{10}{160} = 0,0625 \quad \text{Equação 6.30}$$

$$K = \frac{v}{47,16L^{0,408}}; L > 20m \quad \text{Equação 6.31}$$

$$\phi'' = 0,56e^{-\frac{L^2}{100}} \quad \text{Equação 6.32}$$

$$\phi'' = 0,56e^{-\frac{20^2}{100}} = 1,026E - 2 \quad \text{Equação 6.33}$$

A verificação para nível único de tensão é dada por:

Aço passivo tração

Não aparecem tensões de tração para esse trem, somente uma descompressão na barra de aço. Os gráficos de tensão estão no **ANEXO A**. Para efeito de aplicação do método é apresentada a verificação para o valor de tensão de descompressão.

$$\gamma_{Pf} \lambda \phi_2 \Delta\sigma_{71} \leq \frac{\Delta\sigma_s}{\gamma_{Mf}} \quad \text{Equação 6.34}$$

$$1,0 \times 0,6482 \times 1,2356 \times 10 \times 7895,88 \frac{kN}{m^2} = 63,24MPa \leq \frac{162,5}{1,15} = 141,3MPa \quad \blacksquare OK \quad \text{Equação 6.35}$$

$$\Delta\sigma_{S,71} = 9052,37 - 1156,49 = 7895,88 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Equação 6.36}$$

$$\lambda_S = \lambda_{S1} \times \lambda_{S2} \times \lambda_{S3} \times \lambda_{S4} \leq \lambda_{max} = 1,4 \quad \text{Equação 6.37}$$

$$\lambda_S = 0,7 \times 1,0 \times 0,926 \times 1,0 = 0,6482 \quad \text{Equação 6.38}$$

$$\lambda_{S,1}(L) = \lambda_{S,1}(2m) + [\lambda_{S,1}(20m) - \lambda_{S,1}(2m)] \times (\log L - 0,3) \quad \text{Equação 6.39}$$

$$\lambda_{S,1}(L) = 0,7 \quad \text{Equação 6.40}$$

$$\lambda_{S,2} = \sqrt[k_2]{\frac{Vol}{25.10^6}} = \sqrt[9]{\frac{25.10^6}{25.10^6}} = 1,0 \quad \text{Equação 6.41}$$

$$\lambda_{S,3} = \sqrt[k_2]{\frac{Nyears}{100}} = \sqrt[9]{\frac{50}{100}} = 0,926 \quad \text{Equação 6.42}$$

$$\lambda_{S,4} = \sqrt[k_2]{n + (1 - n) \times s_1^{k_2} + (1 - n) \times s_2^{k_2}} \quad \text{Equação 6.43}$$

$$\lambda_{S,4} = 1,0 \quad \text{Equação 6.44}$$

Foi possível observar que para o eurocódigo, a consideração de uma vida útil de 50 anos reduz a tensão em 92,3%. O volume de tráfego e quantidade de vias foram utilizados de forma a não alterar os resultados. O coeficiente que leva em consideração o vão foi o grande redutor de tensões (70%). Esse efeito redutor é observado nas tabelas 3.7 e 3.8.

Aço ativo tração

As trações existentes atendem aos limites, que, nesse caso, é o mesmo que o do FIB para 10^6 ciclos, porém podemos ver que além do SW/2 apresentar momentos fletores ligeiramente menores que o TB-360, o coeficiente aplicado nas tensões estão diminuindo muito as tensões solicitantes, o que não aconteceu no FIB e nem irá acontecer na NBR-6118 para o caso de pontes ferroviárias especializadas. A diminuição do coeficiente λ se dá principalmente pela diferença na vida útil de 50 anos e ao tamanho do vão. O diagrama de tensões ao longo da viga se encontra no **ANEXO A**.

$$\gamma_{Pf} \lambda \phi_3 \Delta \sigma_{71} \leq \frac{\Delta \sigma_c}{\gamma_{Mf}} \quad \text{Equação 6.45}$$

$$1,0 \times 0,6342 \times 1,2356 \times 45,276MPa = 35,48MPa \leq \frac{120}{1,15} = 104,35MPa \quad \blacksquare OK \quad \text{Equação 6.46}$$

$$\lambda_S = \lambda_{S,1} \times \lambda_{S,2} \times \lambda_{S,3} \times \lambda_{S,4} \leq \lambda_{max} = 1,4 \quad \text{Equação 6.47}$$

$$\lambda_S = 0,7 \times 1,0 \times 0,906 \times 1,0 = 0,6342 \quad \text{Equação 6.48}$$

$$\lambda_{S,1}(L) = \lambda_{S,1}(2m) + [\lambda_{S,1}(20m) - \lambda_{S,1}(2m)] \times (\log L - 0,3) \quad \text{Equação 6.49}$$

$$\lambda_{S,1}(L) = 0,7 \quad \text{Equação 6.50}$$

$$\lambda_{S,2} = \sqrt[k_2]{\frac{Vol}{25.10^6}} = \sqrt[7]{\frac{25.10^6}{25.10^6}} = 1,0 \quad \text{Equação 6.51}$$

$$\lambda_{S,3} = \sqrt[k_2]{\frac{N_{Years}}{100}} = \sqrt[7]{\frac{50}{100}} = 0,906 \quad \text{Equação 6.52}$$

$$\lambda_{S,4} = \sqrt[k_2]{n + (1 - n) \times s_1^{k_2} + (1 - n) \times s_2^{k_2}} \quad \text{Equação 6.53}$$

$$\lambda_{S,4} = 1,0 \quad \text{Equação 6.54}$$

Concreto compressão

Para a verificação do concreto, deve ser atendida a equação a seguir:

Os diagramas de tensões estão no **ANEXO A**.

$$E_{cd,max,equ} + 0,43\sqrt{1 - R_{equ}} \leq 1 \quad \text{ou} \quad 14 \times \frac{1 - E_{cd,max,equ}}{\sqrt{1 - R_{equ}}} \geq 6 \quad \text{Equação 6.55}$$

$$0,253 + 0,43\sqrt{1 - 0,166} = 0,646 \leq 1 \quad \blacksquare OK \quad \text{Equação 6.56}$$

$$R_{equ} = \frac{E_{cd,min,equ}}{E_{cd,max,equ}} = \frac{0,042}{0,253} = 0,166 \quad \text{Equação 6.57}$$

$$E_{cd,min,equ} = \gamma_{sd} \frac{\sigma_{cd,min,equ}}{f_{cd,fat}} = 1,0 \times \frac{0,713MPa}{17,056MPa} = 0,042 \quad \text{Equação 6.58}$$

$$E_{cd,max,equ} = \gamma_{sd} \frac{\sigma_{cd,max,equ}}{f_{cd,fat}} = 1,0 \times \frac{4,311MPa}{17,056MPa} = 0,253 \quad \text{Equação 6.59}$$

$$f_{cd,fat} = 1,0 \times 0,85 \times f_{cd} \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad \text{Equação 6.60}$$

$$f_{cd,fat} = 1,0 \times 0,85 \times \frac{35}{1,5} \times \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 17,056 MPa \quad \text{Equação 6.61}$$

$$\sigma_{cd,max,equ} = \sigma_{c,perm} + \lambda_c(\sigma_{c,max,71} - \sigma_{c,perm}) \quad \text{Equação 6.62}$$

$$\sigma_{cd,max,equ} = 713,08 \frac{kN}{m^2} + 0,726(5669,70 - 713,08) \frac{kN}{m^2} = 4,311MPa \quad \text{Equação 6.63}$$

$$\sigma_{cd,min,equ} = \sigma_{c,perm} - \lambda_c(\sigma_{c,perm} - \sigma_{c,min,71}) \quad \text{Equação 6.64}$$

$$\sigma_{cd,max,equ} = 713,08 \frac{kN}{m^2} + 0 \frac{kN}{m^2} = 0,713MPa \quad \text{Equação 6.65}$$

$$\lambda_c = \lambda_{c,0} \times \lambda_{c,1} \times \lambda_{c,2,3} \times \lambda_{c,4} \leq \lambda_{max} = 1,4 \quad \text{Equação 6.66}$$

$$\lambda_c = 1,01 \times 0,75 \times 0,962 \times 1,0 = 0,726 \quad \text{Equação 6.67}$$

$$\lambda_{c,0} = 0,94 + 0,2 \times \frac{\sigma_{c,perm}}{f_{cd,fat}} \geq 1 \quad \text{Equação 6.68}$$

$$\lambda_{C,0} = 0,94 + 0,2 \times \frac{5,697MPa}{17,056 MPa} = 1,01 \geq 1 \quad \text{Equação 6.69}$$

$$\lambda_{C,1}(L) = \lambda_{C,1}(2m) + [\lambda_{C,1}(20m) - \lambda_{C,1}(2m)] \times (\log L - 0,3) \quad \text{Equação 6.70}$$

$$\lambda_{C,1}(L) = 0,75 \quad \text{Equação 6.71}$$

$$\lambda_{C,2,3} = 1 + \frac{1}{8} \log \log \left[\frac{Vol}{25.10^6} \right] + \frac{1}{8} \log \log \left[\frac{Nyears}{100} \right] \quad \text{Equação 6.72}$$

$$\lambda_{C,2,3} = 1 + \frac{1}{8} \log \log \left[\frac{25.10^6}{25.10^6} \right] + \frac{1}{8} \log \log \left[\frac{50}{100} \right] = 1 + \frac{1}{8} \times 0 - 0,0376 = 0,962 \quad \text{Equação 6.73}$$

$$\lambda_{C,4} = 1 \quad \text{Equação 6.74}$$

Alternativamente, pode-se verificar também a seguinte inequação:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \leq 0,9 \text{ para } fck \leq 50MPa \quad \text{Equação 6.75}$$

Concreto tração

Pode-se observar a inexistência de tensões de tração para o concreto com o trem-tipo SW/2.

$$\lambda_{Ct} = 1,0 \times 0,90 \times 0,962 \times 1,0 = 0,866 \quad \text{Equação 6.74}$$

$$\lambda_{C,0} = 1 \quad \text{Equação 6.74}$$

$$\lambda_{C,1}(L) = 0,90 \quad \text{Equação 6.74}$$

Podemos concluir que, para a viga estudada, considerando a carga como o Trem-tipo padrão para cargas pesadas, a fadiga apresentou vida útil ilimitada a fadiga. Podemos observar que a norma aproxima as cargas das tensões únicas através de coeficientes que minoram os esforços para o vão estudado, para então, serem comparadas com as resistências que respeitam as curvas que serão usadas para cálculo da vida útil.

NBR

A verificação da NBR-6118(2014) será feita para o trem-tipo brasileiro de cargas pesadas, o TB-360, apesar da norma brasileira de carga móveis ferroviárias se encontrar cancelada, por falta de revisões recentes, ainda serve como indicativo para projetos nacionais. Os valores dessas tensões são os mesmos já apresentados para o FIB, conforme mostrado nas equações seguintes. Para a norma brasileira, foram apresentadas as tensões resistentes para 2×10^6 ciclos.

Aço passivo tração

$$\gamma_f \times \Delta\sigma_s = 1,0 \times \left(1,0 \times 10 \times (9055,74 + 244,47) \frac{kN}{m^2} \right) = 93MPa \leq \Delta f_{sd,fad} = 150 \text{ a } 190 MPa \quad \blacksquare \text{ OK} \quad \text{Equação 6.75}$$

Aço ativo tração

$$\gamma_f \times \Delta\sigma_s = 1,0 \times (1,0 \times 53,312MPa) = 53,3MPa \leq \Delta f_{sd,fad} = 110MPa \quad \blacksquare \text{ OK} \quad \text{Equação 6.76}$$

Concreto compressão

$$\eta_c \times \gamma_f \times \sigma_{c,max} = 0,95 \times 1,0 \times (6692,6 - 680,54) \frac{kN}{m^2} = 5,71MPa \leq f_{cd,fat} = 11,25MPa \quad \blacksquare \text{ OK} \quad \text{Equação 6.77}$$

Concreto tração

$$\eta_c \times \gamma_f \times \sigma_{ct,max} = 1,0 \times 1,0 \times (244,47) \frac{kN}{m^2} = 0,24MPa \leq f_{ctd,fat} = 0,674MPa \quad \blacksquare \text{ OK} \quad \text{Equação 6.78}$$

Após avaliar as tensões pelos métodos acima, podemos concluir que a fadiga nas barras de aço passivo não será limitante devido a elas estarem sempre comprimidas. O cálculo da vida útil será feito, portanto, no aço ativo.

6.3 Verificações para ciclos com amplitudes variáveis – espectros de tensões

No capítulo 6.2 foram apresentadas todas as verificações de fadiga em que são observadas as tensões devido a um único nível de carregamento, que se imagina que cause o dano equivalente ao tráfego real. Algumas vezes, o único carregamento disponível na norma. Neste capítulo, serão apresentados os resultados da análise estrutural através dos gráficos de histórico de tensões nos materiais ao longo do tempo.

Devido a consideração dos efeitos dinâmicos como um carregamento não linear com histórico no tempo, para o MODELO 2, tendo em vista a quantidade de trens analisados, foi possível obter a resposta da estrutura para os primeiro 10 segundos do movimento, conforme observa-se nas Figura 6.14 e Figura 6.15. Apenas no caso do COOPER, Figura 6.15, devido a desconsideração das cargas distribuídas, foi possível obter a resposta da entrada e saída do trem com a ponte voltando a oscilar em vibração livre amortecida.

FIB

É o único código a apresentar curvas S-N para o concreto. A variação de tensão no concreto comprimido da laje, sentido longitudinal (viga T) pode ser observada na Figura 6.14.

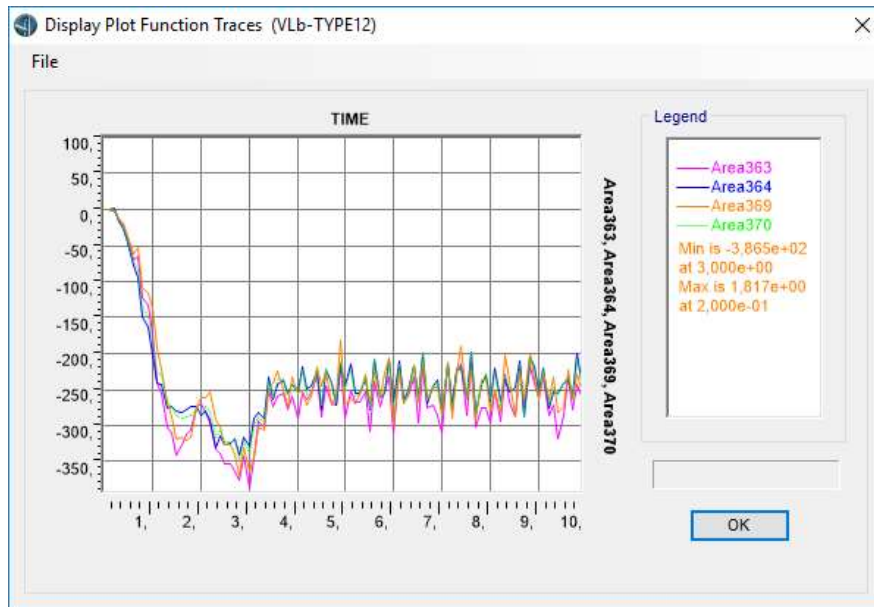


Figura 6.14 – Tensões ao longo do tempo na laje comprimida na seção do meio do vão – Trem-tipo europeu TYPE12.

AREMA

Variação de tensão no concreto comprimido da laje, sentido longitudinal (viga T).

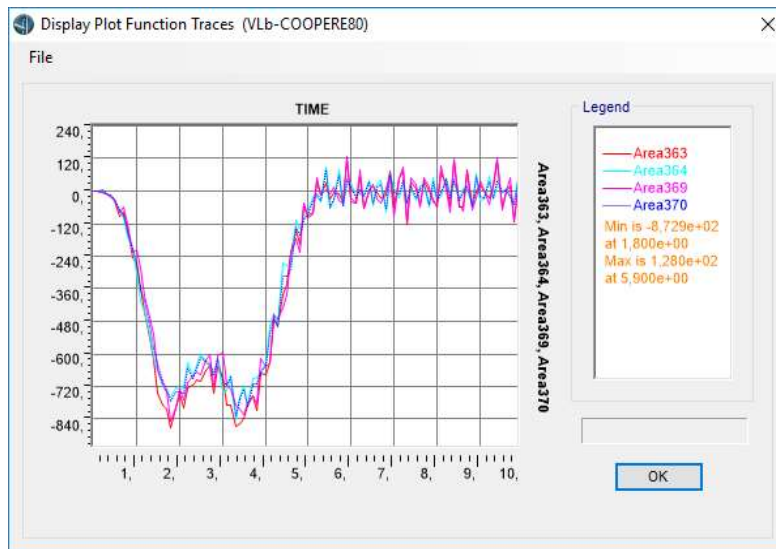


Figura 6.15 – Tensões ao longo do tempo na laje comprimida na seção do meio do vão – Trem-tipo COOPER E80.

Tendo em vista a pequena diferença obtida para análises com consideração do efeito dinâmico, ilustrada pela Figura 6.9, para estudo da fadiga neste capítulo, foi adotada uma análise no

histórico do tempo sem consideração da parcela dinâmica. Assim foi possível obter resultados com maiores intervalos de tempo de movimento para a contabilização dos ciclos. Outros resultados das análises estão no **ANEXO B**. Para ilustrar a influência do tamanho do trem e do tempo de análise, foi comparado o TB-360 em duas composições distintas, em uma análise sem efeitos dinâmicos e considerando agora um intervalo de tempo de 30 segundos. A composição **menor (144 metros)** tem seus resultados mostrados nas Figuras 6.16 a 6.18.

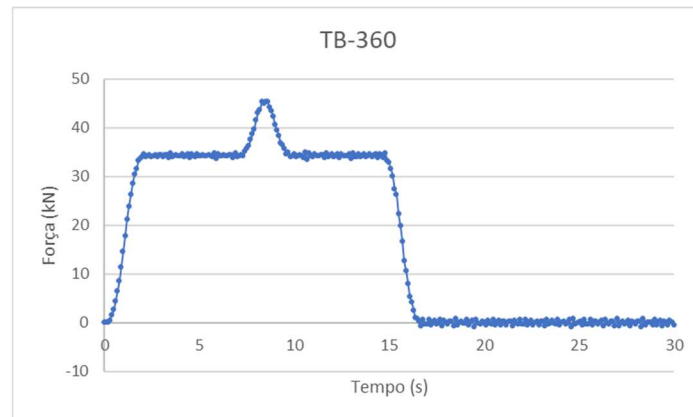


Figura 6.16 – Composição menor – Força (kN) no cabo protendido tracionado – TB-360.

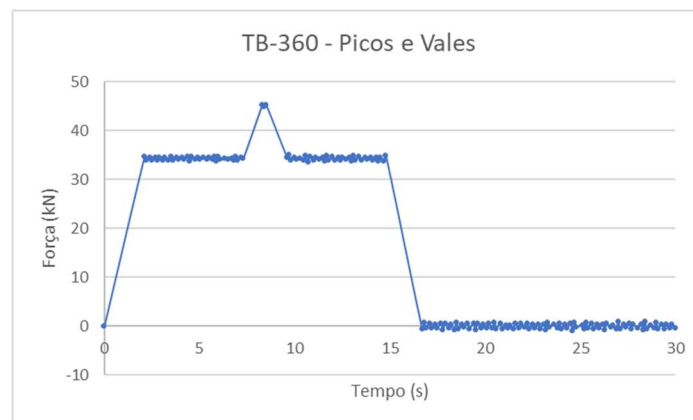


Figura 6.17 – Composição menor – Força (kN) no cabo protendido tracionado – Picos e Vales – TB-360.

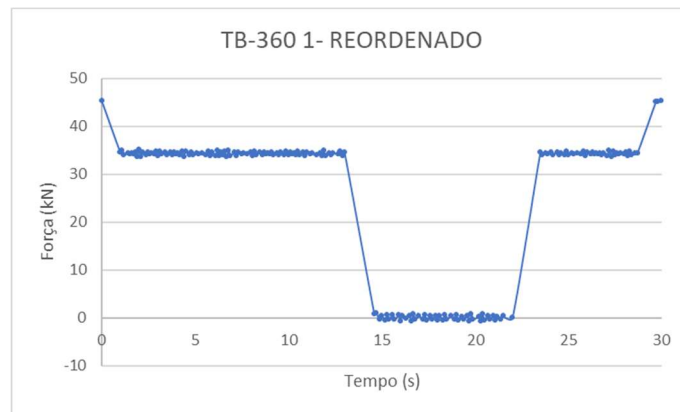


Figura 6.18 – Composição menor – Força (kN) no cabo protendido tracionado – Reordenação – TB-360.

A composição **maior (212 metros)** comprimento tem os resultados mostrados nas Figuras 6.19 a 6.21.

Podemos notar que para um trem maior, aumentam os ciclos de baixa amplitudes a altas tensões médias, ilustrado pela comparação entre os segundos 10 a 20 nas Figuras 6.16 e 6.19.

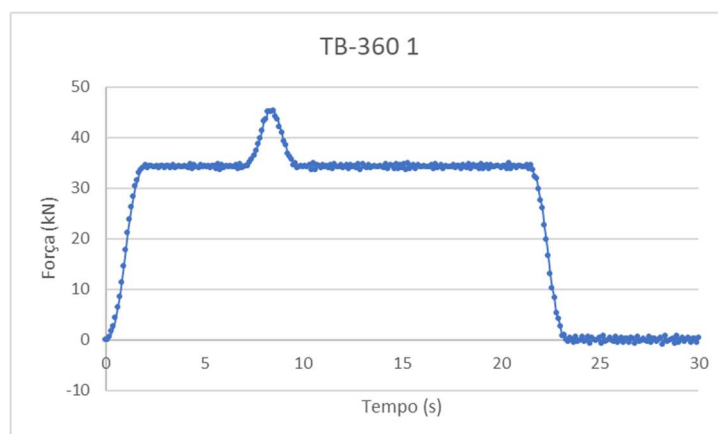


Figura 6.19 – Composição maior – Força (kN) no cabo protendido tracionado – Tb-360.

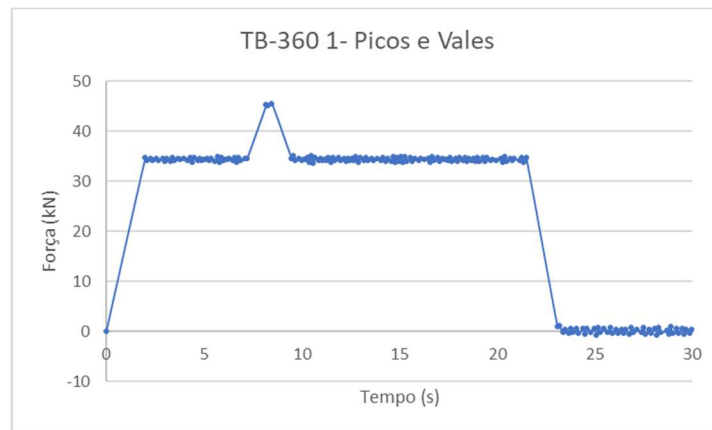


Figura 6.20 – Composição maior – Força (kN) no cabo protendido tracionado – Picos e Vales – TB-360.

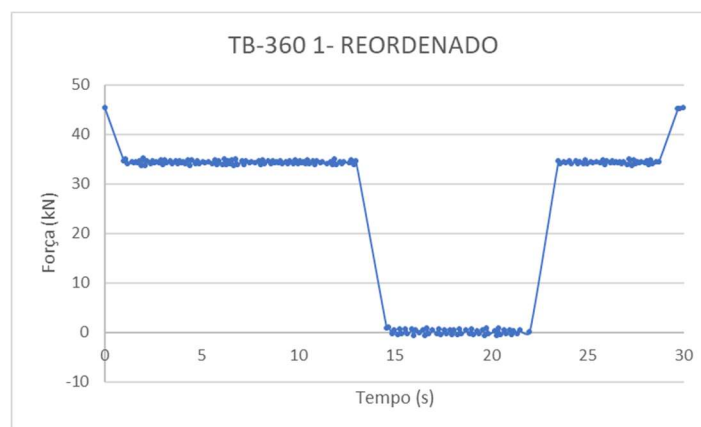


Figura 6.21 – Composição maior – Força (kN) no cabo protendido tracionado – Reordenação – TB-360.

A contabilização desses ciclos levará a conclusão de que, devido a sua pequena amplitude perto do ciclo dominante, o comprimento do trem tem relativamente pouca influência no dano final. Esse efeito é complexo de ser mensurado e deve sempre que possível, ser confirmado. O limite do valor de tensão de corte “*cut-off limit*” é definido em algumas normas técnicas.

Podemos observar através das Figuras 6.16 a 6.21 que os dados da análise do movimento do trem sobre a estrutura, seja em qualquer parte dela, resulta em um gráfico de tensões ou deslocamentos ao longo do tempo em algum ponto particular. Nesse trabalho, é sempre considerado o ponto na seção S5, ou seja, o meio do vão. Essa série temporal pode ser interpretada como uma sucessão de ciclos de histerese com consideração ou não de alguma plastificação. A consideração da plastificação ajuda a entender o efeito, porém o trabalho não considera plastificação do material. A interpretação de ciclos de carregamento com a ajuda de ciclos de histerese pode ser entendida com auxílio da Figura 2.8a. Basicamente, entre três picos consecutivos, podem ocorrer três casos, aqui referidos com Caso 1, Caso 2 e Caso 3.

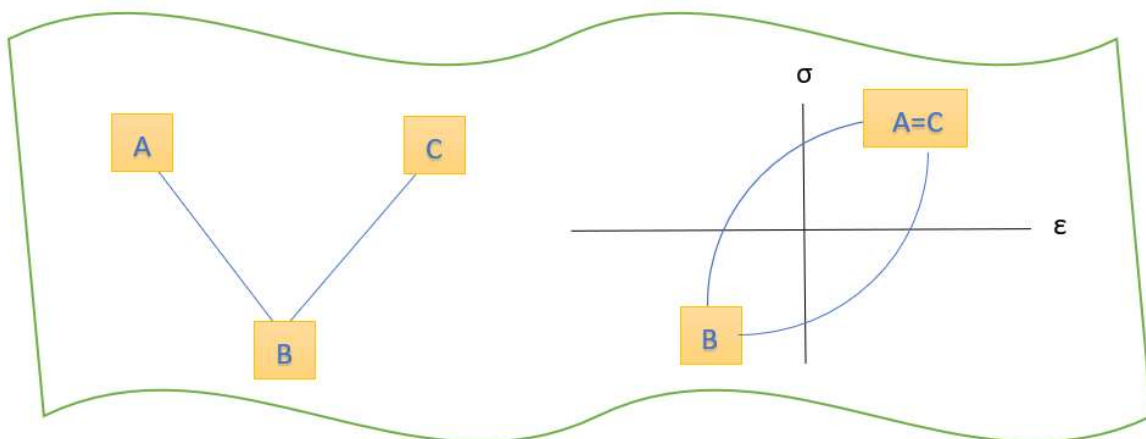


Figura 6.22 – Caso 1- ciclo fechado de amplitude $|AB|$.

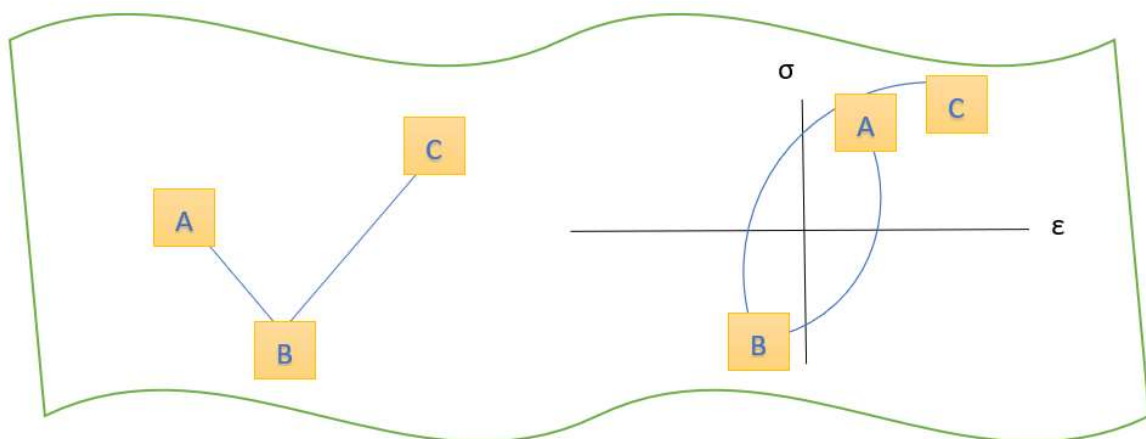


Figura 6.23 – Caso 2 – Ciclo fechado de amplitude $|AB|$ mais trecho $|AC|$.

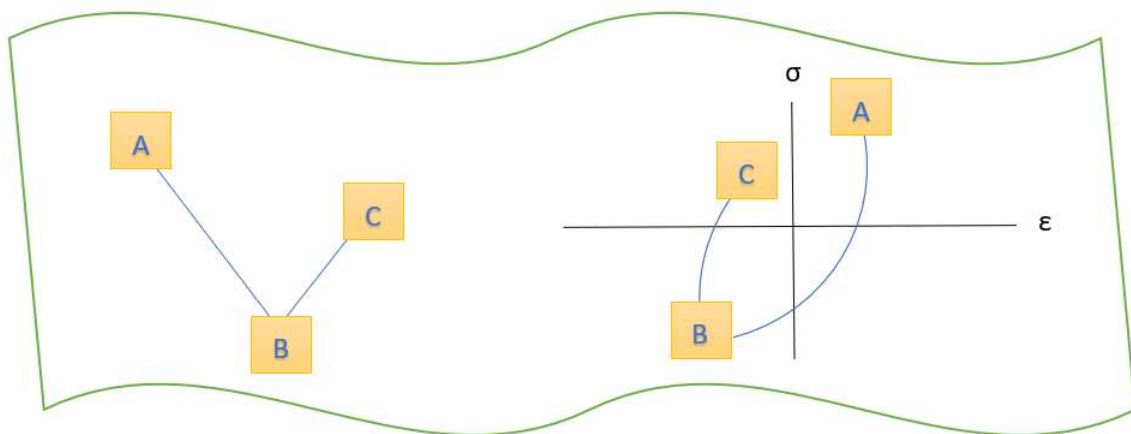


Figura 6.24 – Caso 3 – ausência de ciclo fechado.

No Caso 1, temos $|AB|=|BC|$, e, portanto, um ciclo fechado de amplitude $|AB|$ é formado, conforme Figura 6.22. No Caso 2, temos $|AB|<|BC|$, e, portanto, um ciclo fechado de amplitude $|AB|$ acrescido de uma parte é formado, conforme Figura 6.23. No Caso 3, temos $|AB|>|BC|$, e, portanto, nesse caso não temos um ciclo fechado, conforme se observa na Figura 6.24.

Através desses três casos simples é possível organizar um algoritmo para contar os ciclos de uma série de dados. O algoritmo fica mais simples caso a série já esteja organizada em picos e vales e começando do seu valor máximo, assim é certo que o último ciclo será um ciclo fechado, e, portanto, o de maior valor, conforme podemos ver nos resultados das Figuras 6.25 e 6.27. Admitindo os materiais em regime linear elástico e a superposição dos efeitos, não existe problema na reorganização dos dados.

Diversos autores e programadores tem soluções diversas para a contagem de ciclos. Foi reproduzido o algoritmo em Fortran.95 apresentado pelo Professor Mark Barkey (mbarkey.mechanics@gmail.com) do curso de ciência aeroespacial da Universidade do Alabama. Para fazer o algoritmo funcionar, foram feitas algumas alterações, assim como um pré-processador em Excel para filtrar e ordenar os dados extraídos do modelo para que fosse possível usar o programa.

Utilizando o editor de Fortran, gratuito da Silverfrost, foi possível reproduzir o algoritmo baseado nas Figuras 6.29 a 6.31 e aplicar aos dados do MODELO 2.

O algoritmo, chamado RAINFLOW, foi escrito em Fortran 95, formato livre e está apresentado no **ANEXO C**.

Os resultados obtidos do SAP/CSiBridge foram tratados no Excel para separar apenas os picos e vales e para reordenar começando do maior valor, conforme observa-se nas Figura 6.18 a Figura 6.21.

Os dados gerados pelo programa RAINFLOW são dois arquivos de texto, um com os valores de cada amplitude de ciclo, e outro, com amplitude e os limites de cada ciclo (tensão máxima e mínima). Com isso é possível calcular a tensão média e a tensão alternada no pós processamento dos dados.

A entrada de dados do programa consiste apenas em um arquivo com os picos, deve-se informar ao programa a quantidade de dados informados.

Com os resultados do RAINFLOW, podemos foi gerado o espectro de tensões e o histograma de tensões em planilhas. A seguir são mostradas as tensões nos cabos protendidos.

Os resultados do programa RAINFLOW ilustrados em planilhas são mostrados nas Figuras 6.25 a 6.28.

Pode-se observar que a Figura 6.25 apresentou 87 ciclos, sendo o maior deles com variação de tensão da ordem de 47 MPa e todos os outros abaixo de 4 MPa. Para a composição maior a Figura 6.67 apresenta 97 ciclos, sendo o maior com variação de tensão da ordem de 49 MPa e os menores abaixo de 3,5 MPa. Através desses dados, podemos calcular a vida útil do cabo protendido na seção de máximo momento da viga bi apoiada protendida. No ANEXO D são apresentados os ciclos de baixa tensão detalhadamente, porém o cálculo a seguir mostra que eles estão abaixo do limite de corte “*cut-off limit*”.



Figura 6.25 – Composição menor – Espectro de Forças (kN).

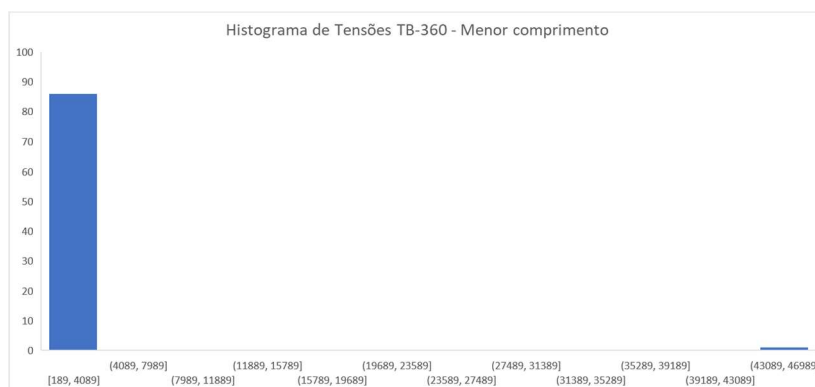


Figura 6.26 – Histograma de Forças (kN) – Composição menor.

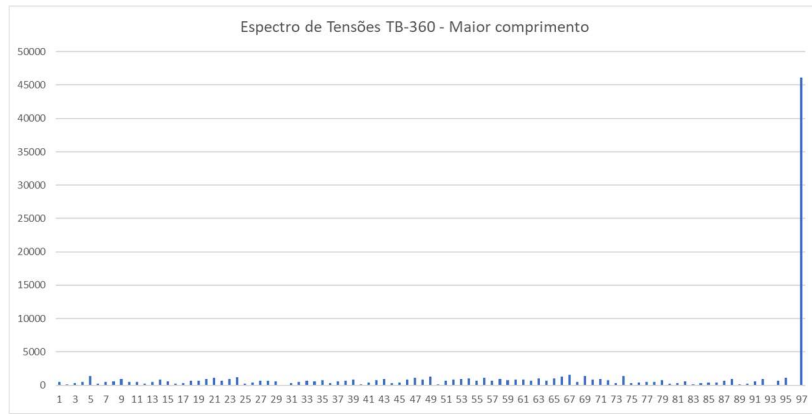


Figura 6.27 – Composição maior – Espectro de Forças (kN).

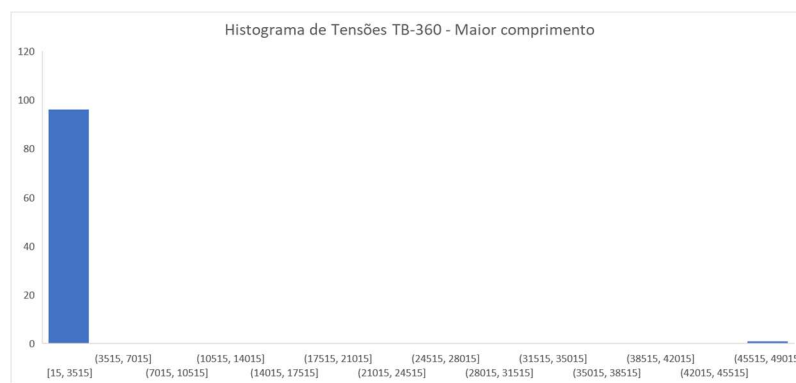


Figura 6.28 – Histograma de Forças (kN) – Composição maior.

$$D_{menor} = \frac{10^6}{10^8} + \frac{10^6}{10^{14}} \times 86 = 0,01 + 0,00000086 = 0,01000086 \quad \text{Equação 6.79}$$

$$VIDA\ UTIL_{composição\ menor} = \frac{1}{0,01000086} = 99,9914 \text{ anos} \quad \text{Equação 6.80}$$

$$D_{maior} = \frac{10^6}{10^8} + \frac{10^6}{10^{14}} \times 96 = 0,01 + 0,00000096 = 0,01000096 \quad \text{Equação 6.81}$$

$$VIDA\ UTIL_{composição\ maior} = \frac{1}{0,01000096} = 99,9904 \text{ anos} \quad \text{Equação 6.82}$$

Podemos concluir através do cálculo do dano que para a estrutura modelada e as cargas aplicadas, o comprimento da composição pouco influencia no cálculo a vida útil da fadiga, pois a tensão alternada que varia em torno da média é muito baixa e os ciclos em amplitudes altas mesmo corrigidos contribuem pouco para a contabilização total do dano.

Os efeitos de cargas de vagões e eixos pesados diferentes devem ser estudados sempre que possível. Também pode ser estudado um maior intervalo de tempo do movimento e diferentes velocidades da composição. Atenção especial deve ser tomada com o efeito dinâmico e sua representatividade nos modelos estruturais, fazendo-se necessárias calibrações de modelos mais

precisas, conforme Santos (2018), onde ela apresenta a calibração experimental de uma ponte metálica ferroviária portuguesa.

Foram utilizados no cálculo da vida útil 30 segundos de movimento e tamanhos de trens compatíveis com os tamanhos de trens para fadiga do Anexo D do Eurocódigo (composições entre 200 a 300 metros de comprimento).

As variações de tensões ($\Delta\sigma_a$) obtidas foram transformadas em variações de tensões alternadas equivalentes ($\Delta\sigma_{aeq}$) de acordo com a relação apresentada por Goodman. A Equação 6.83 descreve a relação em termos da tensão média (σ_m), da tensão alternada (σ_a) e da tensão última resistente do material (S_R).

$$\Delta\sigma_{aeq} = \frac{\Delta\sigma_a}{1 - \frac{\sigma_m}{S_R}} \quad \text{Equação 6.83}$$

A metodologia apresentada de cálculo da vida útil encerra o comparativo entre normas que consideram a verificação da fadiga com ciclos de tensões constantes e ciclos de tensões variáveis.

Os resultados de vida útil apresentados acima são para os cabos protendidos na seção crítica da flexão de uma ponte ferroviária de 20 metros de vão, conforme descrito anteriormente. Para outros vãos, o cálculo da vida útil é apresentado no **ANEXO E**.

As principais conclusões do trabalho são relatadas no último e próximo capítulo.

7 CONCLUSÕES

Podemos concluir que a ponte de 20 metros estudada apresentou as verificações a fadiga dentro dos limites de forma geral pelo FIB para os trens-tipo estudados, exceto o americano. Para o trem-tipo brasileiro foram mostrados casos singulares (o aço ativo não passa para $N=10^8$ e o concreto comprimido passa perto do limite) quando considerado o método da vida útil infinita. De forma geral a viga se encontra bem comprimida.

Quando investigado o efeito de um trem-tipo da magnitude do COOPER E80, as vigas tendem a apresentar estados de tensões mais críticos, levando a necessidade da consideração da não linearidade física nas seções críticas. Podemos ver que a protensão completa leva a níveis de tensão adequados do ponto de vista da verificação a fadiga. Para protensão parcial devem ser feitos mais estudos.

Quando verificada pelas expressões do Eurocódigos [13 – 15] para análise de nível único, a viga apresentou bom comportamento à fadiga com tensões abaixo do limite de acordo com o Eurocódigo (SW/2). Pode-se observar a diferença no coeficiente de amplificação dinâmica dos trens para análise de tensão única e cálculo do dano. A grande redução do efeito foi dada pelo coeficiente que leva em consideração o vão de 20 metros (70%). Outro coeficiente minorador foi dado pela vida útil aqui admitida de 50 anos (92%). A presença de múltiplas linhas não foi considerada e o volume de ciclos foi considerado como $25 \cdot 10^6$ para que ambos os coeficientes fossem unitários.

Existe uma grande diferença entre as cargas dos trens utilizados para verificação de tensão única e para a contabilização do dano, conforme podemos observar com os trens definidos no código europeu e com os coeficientes distintos apresentados pela AASHTO que foram alterados nos últimos anos. A norma brasileira apresenta um trem-tipo único e não menciona coeficientes diferentes para os dois tipos de análise, frequência de ciclos para cada tipo de verificação.

A análise através do método de tensão única pode se tornar trabalhosa em estruturas com diversos pontos a serem observados, porém ainda é mais simples que a contabilização do dano. Esse deve ser o principal motivo de ainda hoje ser o método mais presente nas normas em geral.

O método de cálculo da vida útil e contabilização do Dano é um método mais avançado quando as cargas estão ajustadas para o tráfego real existente na região da obra, exigindo um maior processamento de dado e análises mais complexas do ponto de vista estrutural. Os softwares se mostram uma ferramenta fundamental na resolução do problema. Além disso, a grande quantidade de dados gerados pode requerer análises com auxílio de programação.

O código europeu é o único código dentre os estudados que fornece dados suficientes para as duas análises de fadiga em pontes ferroviárias. Sendo o único que estabelece de forma completa a formulação para o cálculo do dano de maneira clara e sem deixar muitas escolhas duvidosas ao projetista. A existência de um normativo nacional completo auxilia o projetista a ter segurança no dimensionamento.

Para a AREMA as cargas mostram que as ferrovias americanas apresentam carga elevada devido ao COOPER. Do ponto de vista do concreto ou aço ativo, poucas considerações. É possível que a falta de verificação explícitas a fadiga seja devido a necessidade de níveis de protensão que impossibilitam tração nas barras de aço. Isso pode ser feito através de limitações de tensões, limitação de fissuração, etc.

Com o cálculo da vida útil feito e apresentado no ANEXO E, pode-se observar que, de forma geral, a vida útil das pontes está dentro do esperado exceto para a viga do vão de 35 metros. As pontes ferroviárias com vãos de 35 metros possuem a menor vida útil dentre as pontes estudadas (34 anos para 10^6 ciclos de 63 MPa de acordo com as curvas da NBR), devido principalmente a impossibilidade de maiores alturas das vigas por questões construtivas. Esse fato reforça que o vão de 35 metros está perto do limite para essa solução estrutural. Obviamente aumentar a quantidade de vigas na seção ou a consideração de seções celulares podem permitir vãos isostáticos maiores. As vigas de 25 metros apresentaram vida útil de 50 anos que atende aos critérios da NBR 6118, porém não atende a vida útil da AASHTO (75 anos) ou do *Eurocode* (100 anos). Uma solução é alterar a geometria da seção para baixar as variações de tensões no cabo protendido.

O cálculo da vida útil no presente trabalho, ao desconsiderar a parcela dinâmica pode ser facilmente conferido com auxílio da resistência dos materiais. O momento máximo em vigas bi-apoiada é de fácil verificação e, portanto, a tensão nos cabos protendidos em regime linear elástico é obtida diretamente. Não foram feitas considerações sobre escorregamento da armadura em relação a seção de concreto, apesar dos normativos apresentarem uma equação para essa consideração. No tipo de protensão utilizada com preenchimento de argamassa das bainhas esse efeito não deve ser crítico e os cálculos manuais feitos mostram que o programa utilizado não deve ter considerado esse efeito. Os cálculos manuais feitos para o TB-360 mostrados no ANEXO G através do carregamento da linha de influência de momentos fletores, mostram que os resultados de tensão nos cabos do modelo estão dentro do esperado. Com isso foi possível extrapolar o cálculo da vida útil para todos os outros trens e vãos apresentados.

Admitindo que a variação da tensão está dentro do esperado, as incertezas para o cálculo da vida útil são sobre os valores das curvas S-N.

Deve ser considerada a correção de Goodman [26] para considerar o valor da tensão média.

Também deve ser observada a diferença entre variação de tensão e tensão alternada.

Os coeficientes de minoração de resistência devem ser aplicados para obter as curvas resistentes de cálculo para fadiga. A aplicação do coeficiente de minoração das resistências nas curvas brasileiras e europeias tem o valor de 1,15. Eles podem ser empregados de forma a respeitar as propriedades logarítmicas para obter o número de ciclos resistente para respectivo a cada valor de tensão atuante. Os principais resultados do cálculo da vida útil estão no ANEXO E.

As principais conclusões do cálculo do dano é que os trens de carga pesada (TB360, COOPER E80 e SW/2) tem vida útil muito menor que os trens para cálculo da fadiga do eurocódigo [13-15]. Os cálculos consideram dez milhões de ciclos.

Como recomendações para trabalhos futuros, segue:

- Estudar diferentes modelos estruturais, geometrias complexas.
- Estudar diferentes velocidades do trem e efeitos dinâmicos.
- Estudar pontes em vigas contínuas e outras soluções estruturais (estaiadas).
- Estudar efeito na meso estrutura e infraestrutura.
- Elaborar um programa de computador simplificado de verificação a fadiga.

ANEXO A - DIAGRAMAS DE TENSÃO PARA VERIFICAÇÃO DE AMPLITUDE CONSTANTE.

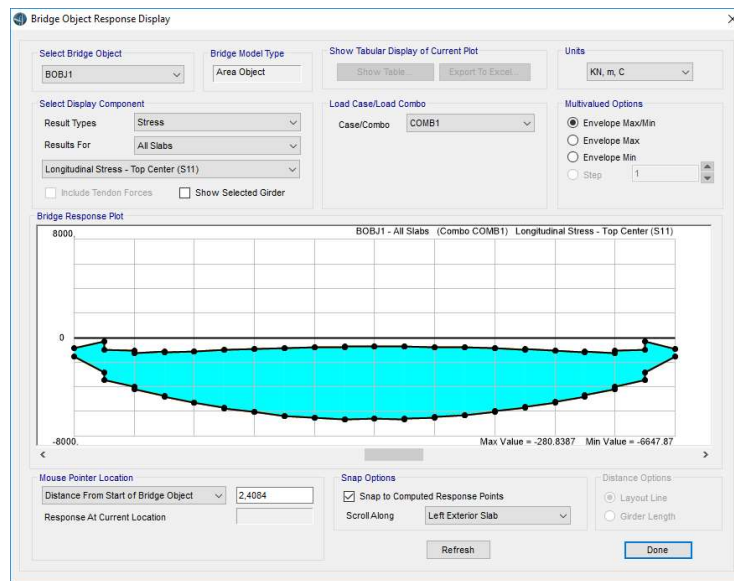


Figura A.1 – Tensões de flexão no concreto da laje (Topo – fibra superior) comprimida para combinação característica de serviço – TB – 360 – Vão de 20 metros – Envoltórias de máximos e mínimos ao longo do vão. Unidades indicadas (kN, m, C).

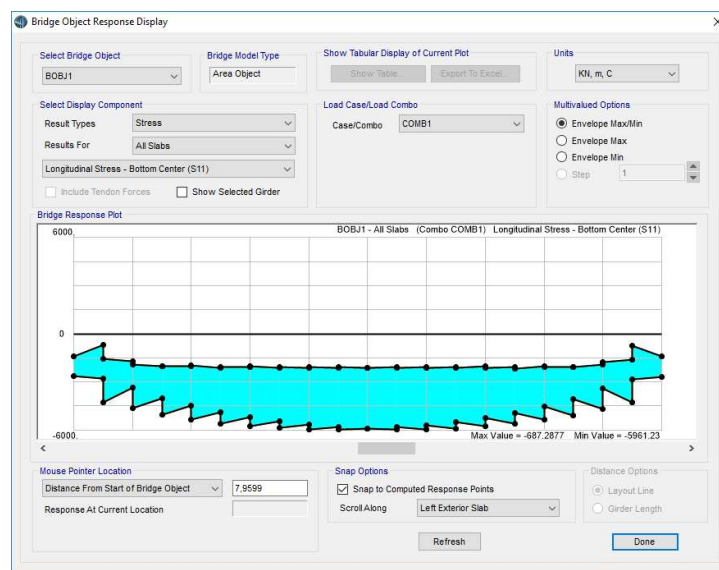


Figura A.2 – Tensões de flexão no concreto da laje (fibra inferior) comprimida para combinação característica de serviço – TB – 360 – Vão de 20 metros – Envoltórias de máximos e mínimos ao longo do vão. Unidades indicadas (kN, m, C).

Ao observar as figuras 6.10, 6.11, A.1 e A.2 é possível ver as tensões superiores e inferiores da seção composta (viga + laje) para cargas permanentes e para o efeito somado da carga móvel.

Essas são as duas situações mais comuns durante a vida útil da viga. Verificações para fadiga não levaram em consideração as fases construtivas.

ANEXO B - SÉRIES TEMPORAIS PARA CÁLCULO DA VIDA ÚTIL

Resultados das análises.

CEB

É o único código a apresentar curvas S-N para o concreto.

Variação de tensão no concreto comprimido da laje, sentido longitudinal (viga T).

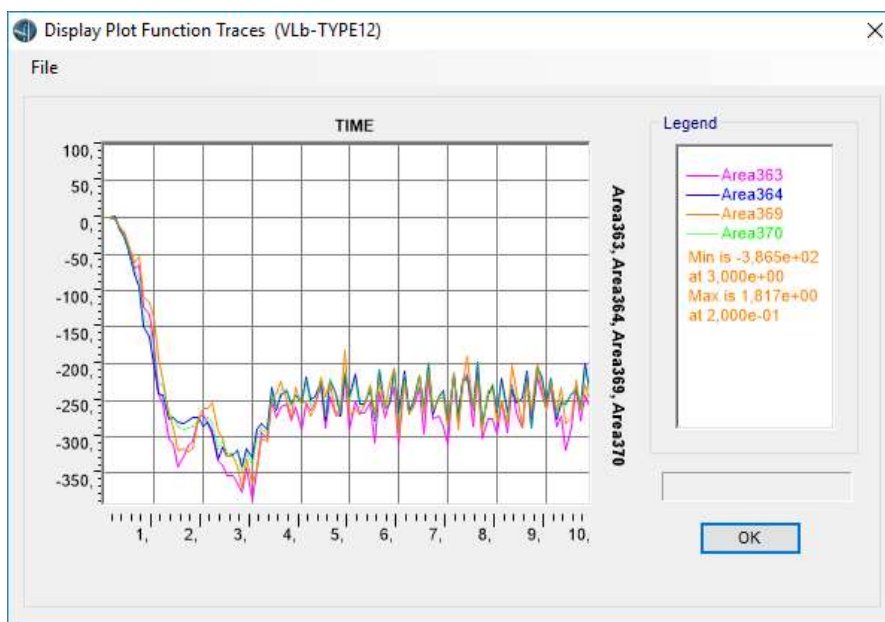


Figura B.1 – Tensões de flexão nos cabos – TB-360 (unidades: m, s).

EUROCODE

Variação de tensão no concreto comprimido da laje, sentido longitudinal (viga T).

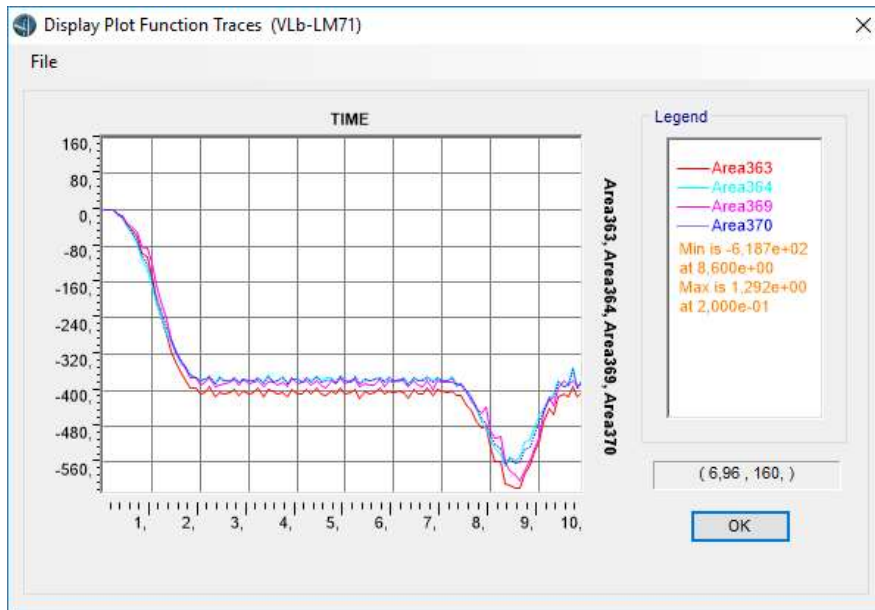


Figura B.2 – Tensões de flexão nos cabos – COOPER E80 (unidades: m, s).

ANEXO C - PROGRAMA RAINFLOW.F95

```
PROGRAM RAINFLOW

!RAINFLOW COUNTING METHOD

INTEGER mem, Bflag, Cflag, peaks, pv, i, proflag

! mem      :memory (nested hysteresis) level
! Bflag    :read B point if true
! Cflag    :read C point if true
! peaks    :number of peaks/valleys in the "apeaks.txt" file
! pv       :current number of peaks and valleys
! i        :do loop counter
! proflag  :exit processing loop if true

INTEGER A, B, C, rngAB, rngBC, looprng, s(20000)

peaks=247
if (peaks.GE.20000) then
  write(*,*) "Need to resize arrays and compile"
  stop
endif

!Open some output files
!loops.txt is the stress-strain response in two column text format
!loops.xls is the same information as before, except with a tab delimiter
!loops-list.txt is a text file of hysteresis loop ranges

open(unit=66, file="loop-list.xls")
open(unit=67, file="loop-w-ranges.xls")
open(unit=68, file="debug.txt")

open (unit=40,file="apeaks.txt")

read(40,*) A
read(40,*) B

read(40,*) C

pv=3

mem=0
Bflag=0
Cflag=0

write (*,*) "Processing"

Do while (pv.le.peaks)

if (mem.lt.0) then
  write (*,*) "mem<0"
  stop
endif
```

```

proflag=0
if ((pv.eq.peaks).and.(mem.eq.0)) then
  proflag=1
endif

if (proflag.eq.1) then
  goto 2010
endif

rngAB=ABS(B-A)
rngBC=ABS(C-B)

!Testing for CASE I

if (rngBC.eq.rngAB) then

  looprng=rngAB
  write (67,*) looprng, CHAR(9), B, CHAR(9), A
  write (66,*) looprng

  if (mem.eq.0) then

    A=C

    Bflag=1
    Cflag=1

  elseif (mem.eq.1) then

    A=S(mem)
    B=C

    mem=mem-1

    Bflag=0
    Cflag=1

  elseif (mem.ge.2) then

    A=S(mem-1)
    B=S(mem)
    C=C

    mem=mem-2

    Bflag=0
    Cflag=0

  else

    write (*,*) "Error in processing"
    write (*,*) "check value of memory"
    write (*,*) "mem = ", mem

    stop

  endif

endif

```

```
!End of CASE I
```

```
!START OF CASE II
```

```
  Elseif (rngBC.gt.rngAB) then
```

```
    looprng=rngAB
```

```
    write (66,*) looprng
```

```
    write (67,*) looprng, CHAR(9), B, CHAR(9), A
```

```
    if (mem.eq.0) then
```

```
      A=B
```

```
      B=C
```

```
      Bflag=0
```

```
      Cflag=1
```

```
    elseif (mem.eq.1) then
```

```
      A=S(mem)
```

```
      B=C
```

```
      mem=mem-1
```

```
      Bflag=0
```

```
      Cflag=1
```

```
    elseif (mem.ge.2) then
```

```
      A=S(mem-1)
```

```
      B=S(mem)
```

```
      mem=mem-2
```

```
      Bflag=0
```

```
      Cflag=0
```

```
  else
```

```
    write (*,*) "Error in processing"
```

```
    write (*,*) "Check value of memory"
```

```
    write (*,*) "mem =", mem
```

```
    stop
```

```
  endif
```

```
  elseif (rngBC.lt.rngAB) then
```

```
    mem=mem+1
```

```
    S(mem)=A
```

```
    A=B
```

```
    B=C
```

```

        write (68,*) "-----"
        write (68,*) "pv =", pv
        write (68,*) A, B
        write (68,*) "mem =", mem
        write (68,*) "+++++"
        do 998 i=1, mem

            write (68,*) s(i)

998         continue
            Bflag=0
            Cflag=1

        endif

        if (Bflag.eq.1) then

            read(40,*) B
            pv=pv+1
            Bflag=0

        endif

        if (Cflag.eq.1) then

            read(40,*) C
            pv=pv+1
            Cflag=0

        endif
    end do

2010    continue

    write (*,*) "Out of main analysis loop."
    write (*,*) "Closing out loop determination."

    rngAB=ABS(B-A)
    rngBC=ABS(C-B)

    looprng=rngab

    write (66,*) looprng
    write (67,*) looprng, CHAR(9), B, CHAR(9), A

    close (40)

    close (66)
    close (67)
    close (68)

    stop

end

```

ANEXO D - SERIES TEMPORAIS DETALHADAS

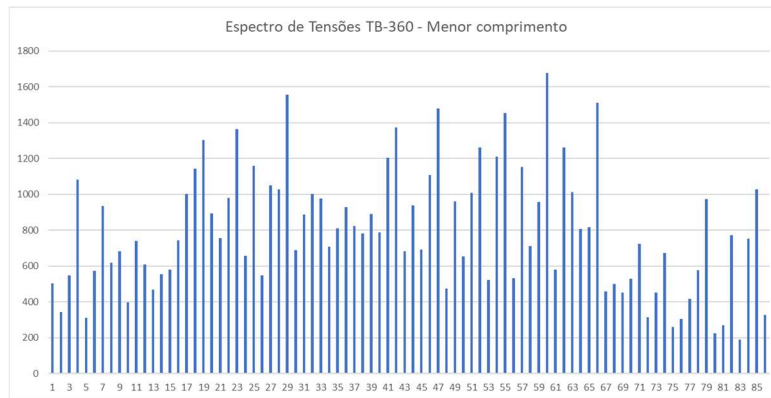


Figura D.1 – Espectro de Forças (kN) – composição menor.

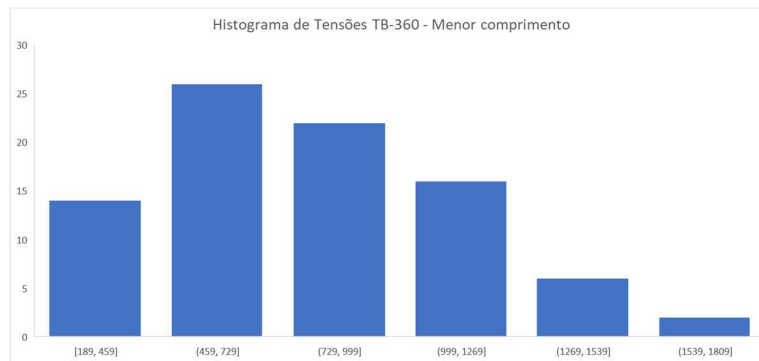


Figura D.2 – Histograma de Forças (kN) – composição menor.

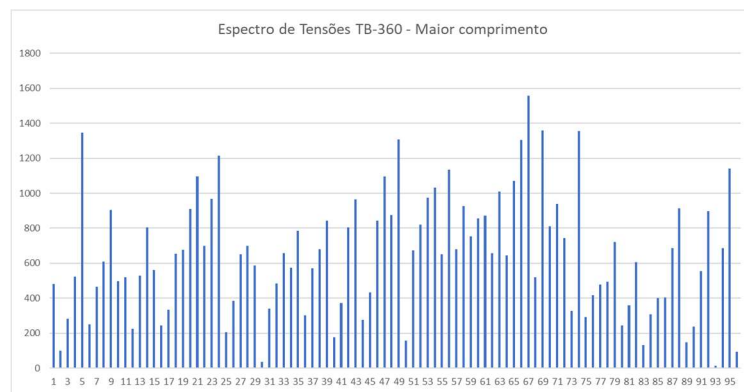


Figura D.3 – Espectro de Forças (kN) – composição maior.

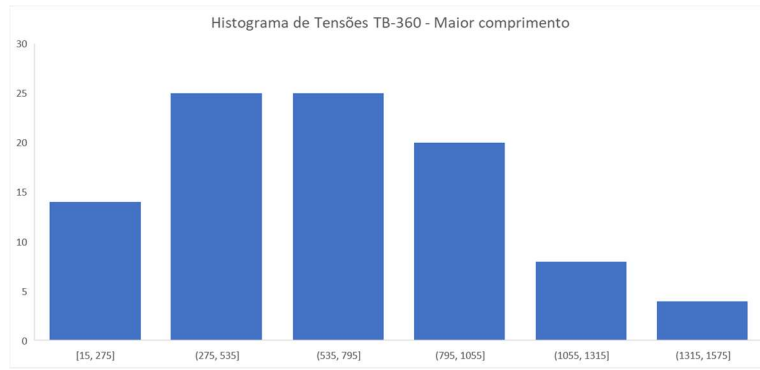


Figura D.4 – Histograma de Força (kN) – composição maior.

ANEXO E - CÁLCULO DA VIDA ÚTIL DOS CABOS PROTENDIDOS (20, 25, 30 E 35 METROS)

Com a metodologia apresentada no Capítulo 6, foi procedido o cálculo da vida útil nos cabos protendidos das pontes ferroviárias conforme apresentado a seguir. As pontes estudadas com vãos de 20, 25, 30 e 35 metros foram verificadas com as curvas de fadiga da NBR 6118, do FIB e *Eurocode* [13-15]. Para o caso de cabos protendidos curvilíneos em bainha metálica o CEB e o *Eurocode* apresentam a mesma curva.

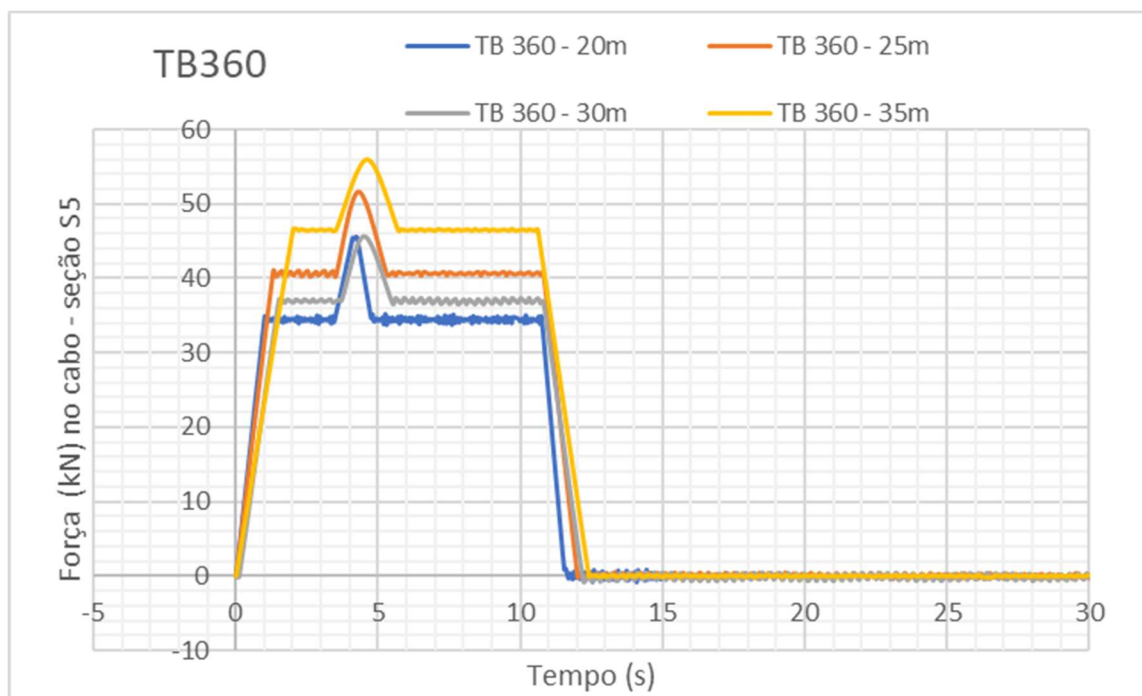


Figura E.1– Espectro de forças (kN) no cabo – composição menor.

O maior pico de tensão acontece nas vigas de 35 metros, devido ao aumento do vão e a altura limitada pela treliça lançadeira padrão para obras brasileiras que limita as vigas na altura máxima de aproximadamente 3,10 metros.

Aplicando a metodologia apresentada abaixo, considerando as curvas da Figura E.2, foi calculada a vida útil dos cabos protendidos conforme pode-se observar na Tabela E.1.

Pode-se notar as diferenças entre as curvas da norma brasileira para a norma europeia através da Figura E.2. Para regiões de baixas tensões as curvas apresentam valores próximos assim

como podemos perceber no cálculo da vida útil presente na Tabela E.1. As curvas são características e o valor da vida útil é de projeto, ou seja, afetado pelo fator $\gamma_s = 1,15$.

De forma geral este trabalho sempre trata as tensões atuantes e tensões resistentes para fadiga em termos da variação de tensão ($\Delta\sigma$) e não da tensão alternada (σ_a). Essas duas grandezas são mostradas na Figura E.3. As tensões resistentes dadas nos códigos foram admitidas no cálculo da vida útil em termos de $\Delta\sigma$ e a correção de Goodman não foi utilizada no cálculo da vida útil pois acarretou cálculos de vida útil muito pequenos.

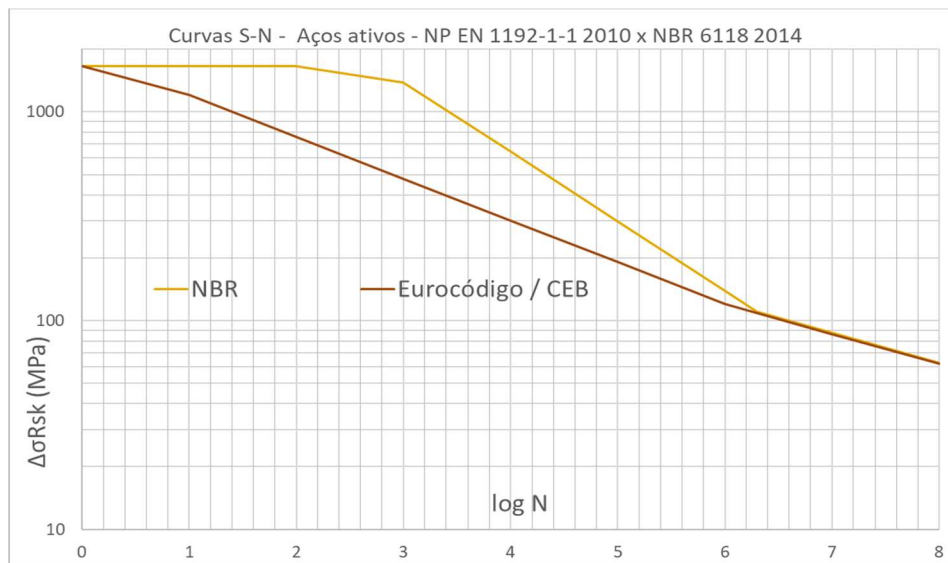


Figura E.2 – Curvas S-N para cabos curvilíneos em bainhas metálicas – Eurocódigo x CEB.

Tabela E.1 – Vida útil dos cabos protendidos (anos) de pontes ferroviárias especializadas com consideração de impacto e coeficientes de minoração das resistências.

Vida útil (anos) - NBR

Vão (m)	TB 360	TB360 1	COOPER E80	COOPER E80 1	LM71	LM71 1	SW0	SW2	T5	T6	T11	T12
20	884	101	94	94	17975	1673	1413	215	43491	162393	62353	124464
25	974	50	70	66	32910	1147	1385	147	19582	46748	5470	90054
30	6760	127	273	269	243181	3997	6355	476	55823	182401	89730	196071
35	4274	34	77	77	154600	1216	1902	190	11562	74741	40134	52272

Vida útil (anos) - CEB/EUROCODE

Vão (m)	TB 360	TB360 1	COOPER E80	COOPER E80 1	LM71	LM71 1	SW0	SW2	T5	T6	T11	T12
20	813	93	86	87	16526	1538	1300	198	39985	149299	57325	114428
25	896	46	64	61	30257	1054	1274	135	18003	42979	5029	82793
30	6215	117	251	248	223573	3674	5843	438	51322	167694	82495	180262
35	3930	31	71	71	142134	1118	1749	174	10630	68715	36898	48058

$$(\Delta\sigma)^m \cdot N = constante$$

Equação E.1

$$\sigma^7 \cdot 10^8 = 120^7 \cdot 10^6 \quad \text{Equação E.2}$$

Aplicando as propriedades do logaritmo, temos:

$$\sigma^7 + 10^8 = 120^7 + 10^6 \quad \text{Equação E.3}$$

$$7 \times \sigma + 8 \times 1 = 7 \times 2,079 + 6 \times 1 \quad \text{Equação E.4}$$

$$\sigma = \frac{14,55+6-8}{7} \quad \text{Equação E.5}$$

$$\sigma = 10^{1,79} = 62 \text{ MPa} \quad \text{OK com o valor fornecido pelo CEB/EUROCODE} \quad \text{Equação E.6}$$

Sendo assim foi adotado para o cálculo do número de ciclos resistentes para cada nível de tensão:

Para o CEB

$$\sigma^7 \cdot N = 120^7 \cdot 10^6 \quad \text{Equação E.7}$$

$$\sigma^7 + N = 120^7 + 10^6 \quad \text{Equação E.8}$$

$$N = 10^{(-7 \times \sigma + 7 \times 120 + 6)/7} \quad \text{Equação E.9}$$

$$\sigma = 50 \text{ MPa}, N = 4,58e08, D = 2,18e-03, \text{ V.U. (anos)} = 458 \quad \text{Equação E.10}$$

$$\sigma = 60 \text{ MPa}, N = 1,28e08, D = 7,81e-03, \text{ V.U. (anos)} = 128 \quad \text{Equação E.11}$$

Para a NBR

$$\sigma^7 \cdot N = 110^7 \cdot 2 \cdot 10^6 \quad \text{Equação E.12}$$

$$\sigma^7 + N = 110^7 + 2 + 10^6 \quad \text{Equação E.13}$$

$$N = 10^{(-7 \times \sigma + 7 \times 110 + 2 + 6)} \quad \text{Equação E.14}$$

$$\sigma = 50 \text{ MPa}, N = 5e08, D = 2E-3, \text{ V.U. (anos)} = 498 \quad \text{Equação E.15}$$

$$\sigma = 60 \text{ MPa}, N = 1,39e08, D = 7,18e-3, \text{ V.U. (anos)} = 139 \quad \text{Equação E.16}$$

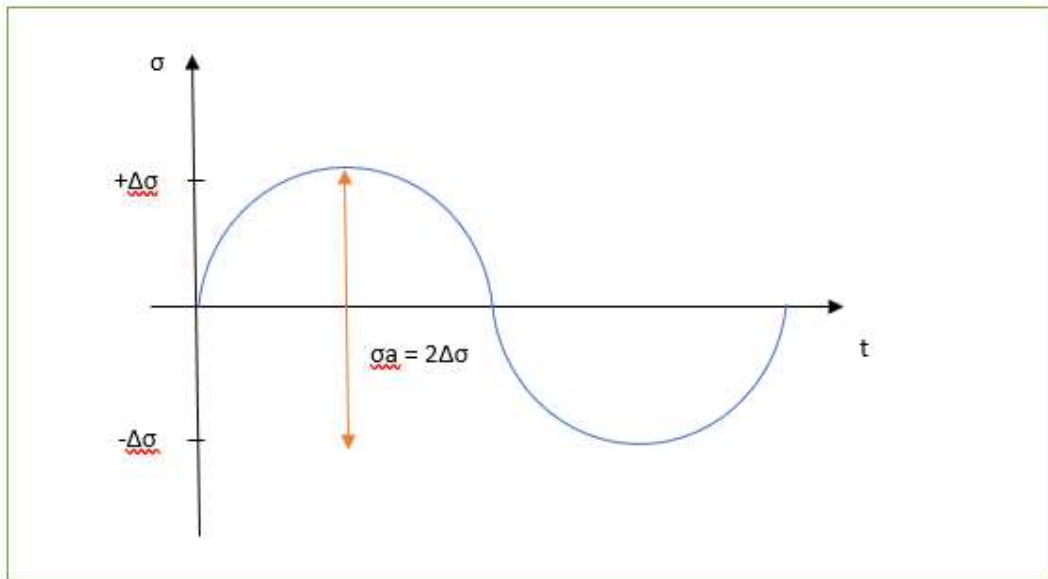


Figura E.3 – Tensão Alternada (σ_a) e variação de tensão ($\Delta\sigma$).

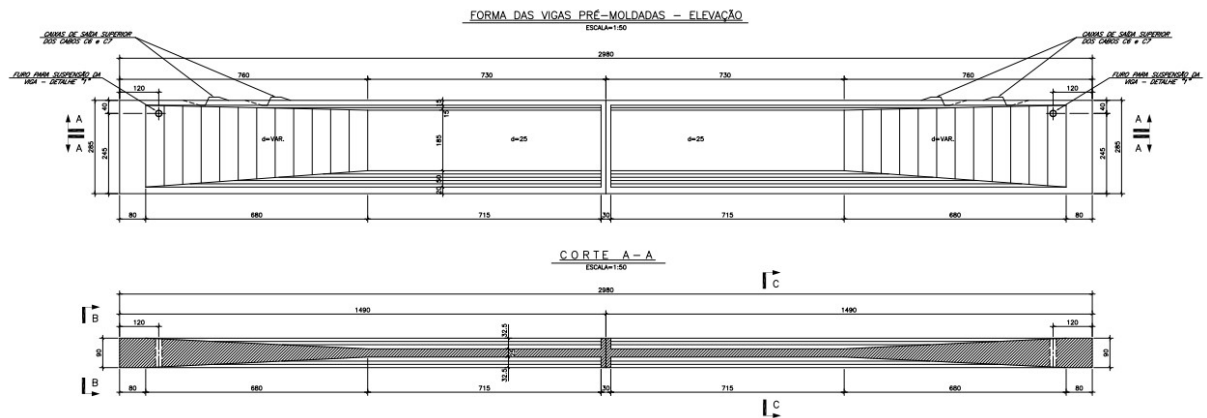
A correção de Goodman para valores de tensão média nos cabos protendidos aumenta as tensões da ordem de 3,6 a 3,7 vezes para o vão de 20 metros, causando a vida útil a um valor muito baixo. Portanto foi admitido que as curvas S-N dos normativos estão indicadas para valores de tensões médias usuais de ensaios que são os mesmos das obras usuais.

$$\Delta\sigma_{aeq} = \frac{\Delta\sigma_a}{1 - \frac{\sigma_m}{\sigma_R}} \quad \text{Equação E.17}$$

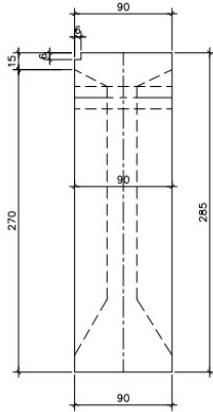
$$\Delta\sigma_{aeq} = \frac{\Delta\sigma_a}{1 - \frac{1200}{1650}} \quad \text{Equação E.18}$$

$$\Delta\sigma_{aeq} = 3,7 \cdot \Delta\sigma_a \quad \text{Equação E.19}$$

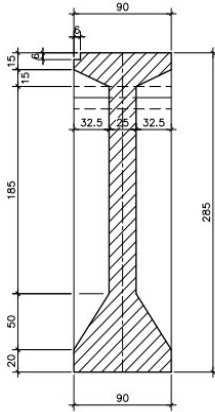
ANEXO F - DETALHAMENTO DA VIGA E ARMADURA - DESENHOS



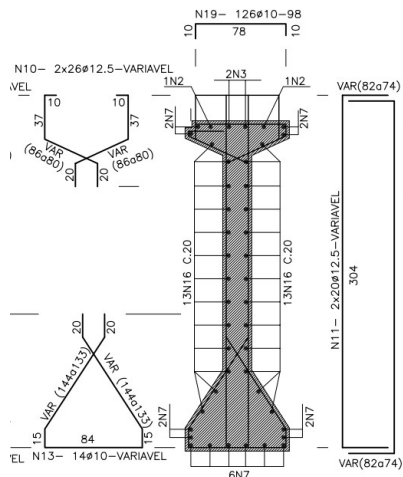
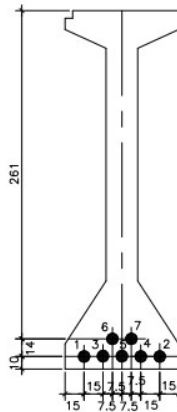
VISTA B - B
ESCALA=1:25



CORTE C - C
ESCALA=1:25



S 5



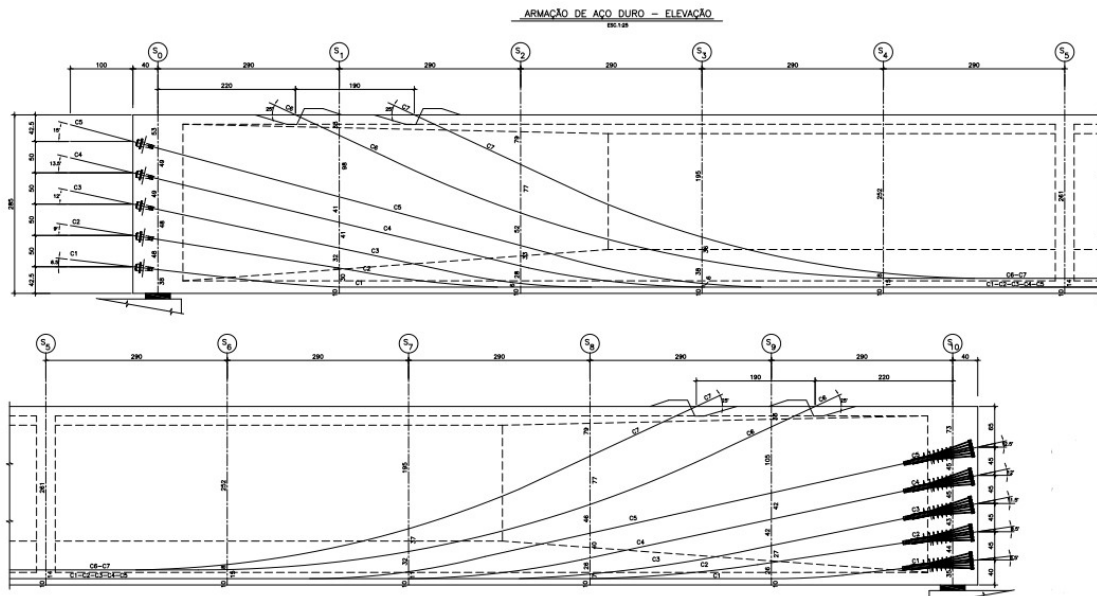


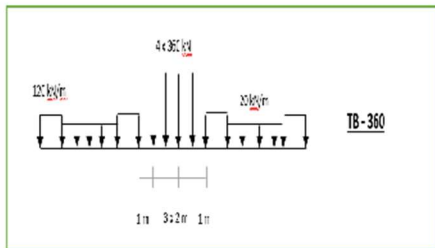
Figura F.1 – Desenhos viga protendida ferroviária – vão 30 metros.

ANEXO G – Cálculo de tensão devido a carga móvel manual – vão 20 metros TB 360 x Csi/Bridge (força nos cabos)

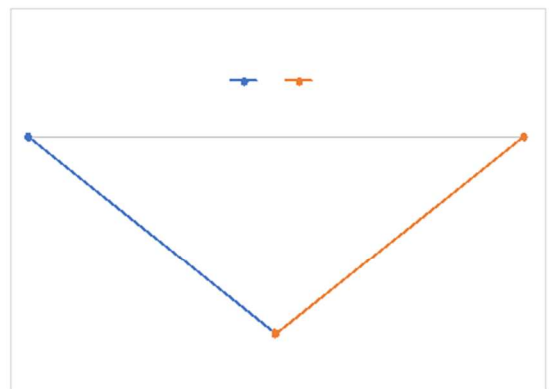
Cálculo de tensões em viga biapoiada

Vão (m) = 20

Limite de influência



S0	S5,máx	S10
0	5	0
0	10	20



- TREM TIPO posição centrada (Mk)

TB 360

q (kN/m) = 120

Q (kN/m) = 360

y0	y1	y2	y3	y4	y5	y6	y7
0	3	3,5	4,5	4,5	3,5	3	0

Mt (kN.m)	Msap (kN.m)	(%)
7900	7990	0,13

Momento considerando as forças nos cabos

- TREM TIPO posição máxima (Mmax)

y0	y1	y2	y3	y4	y5	y6	y7
0	2,5	3	4	5	4	3,5	0

Mmax (kN.m)	Msap (kN.m)	(%)
8190	7990	-3,28

- Carga distribuída (limite inferior $q^2/8 \cdot Ml$)

Ml (kN.m)	Msap (kN)	(%)
6000	7990	24,34

- Cálculo de tensões na seção

Seção concreto		
Mmax	Msap	(%)
-3865,59	-3961	2,90
7399,011	6762	-8,21
53144,55	49111,03	-8,21
42886,55	38251	-12,12

Tensão fibra superior concreto - σ_{cs} (kN/m²)

Tensão fibra inferior concreto - σ_{ci} (kN/m²)

Tensão apo passivo - σ_s (kN/m²)

Tensão apo ativo - σ_{sps} (kN/m²)

Valores Mmax

Valores Mmax homogeneizada

Valores para posição do trem centrada

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- MIRANDA, A.C.O. **Análise de vida à fadiga da estrutura metálica da ponte sobre o rio Mearim na estrada de ferro carajá**. Rio de Janeiro, 2010.
- ROSSIGALI, C.E. **Atualização do modelo de cargas móveis para pontes rodoviárias de pequenos vãos no brasil**. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2013.
- CALÇADA, R. **Efeitos dinâmicos em pontes resultantes do tráfego ferroviário a alta velocidade**. Porto, Portugal, 1995.
- RIBEIRO, D. R. F. **Comportamento Dinâmico de Pontes sob Ação de Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade** – FEUP – Universidade do Porto – Porto, Portugal, 2004.
- FERREIRA, V. T. **Modelo simplificado para a análise dinâmica de estruturas mistas de pontes**. Rio de Janeiro, Brasil, 1999.
- VELOSO, L. A. C. M. **Structural Monitoring and fatigue assessment of Railroad Bridges**. Seminário UNB, Faculdade de Tecnologia – UNB, Brasília, 2018.
- REGO, E. – **Modelagem de conexão e parafuso em ponte ferroviária para análise de fadiga** – **Faculdade de Tecnologia**. UNB, Brasília, 2013.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 16694**: Projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto. 2020
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 7187**: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- AREMA – American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association - **Chapters 8 – Concrete, Structures and Foundations**. 2016.
- CEN - Comité Européen de Normalisation. **EN 1990**: Eurocode- Basis of structural Design - Brussels, 2002
- AASHTO– American Association of State Highway and Transportation Officials. **LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS**. Washington, DC. 2017.

CEN - Comité Européen de Normalisation. **EN 1991-1-4**: Acções Gerais – Acções do vento. Brussels, 2010.

CEN - Comité Européen de Normalisation. **EN 1991-1-7**: General actions – Accidental actions. Brussels, 2006.

CEN - Comité Européen de Normalisation. **EN 1991-2**: Traffic loads on bridges. Brussels, 2003.

CEN - Comité Européen de Normalisation. **EN 1991-1**: Design of concrete structures Part 1- General Rules and rules for buildings. Brussels, 2004.

CEN - Comité Européen de Normalisation. **EN 1992-2**: Calcul des structures en béton, Partie 2: Ponts en béton-Calcul et Dispositions constructives, Annexe 2. Étendue de contrainte équivalente vis-à-vis de l'endommagement pour les vérifications à la fatigue. Brussels,

FIB CEB-FIP Fib Model Code for Concrete Structures, 2010

SANTOS, S. H. C. e LIMA, S. S. **Análise Dinâmica das Estruturas**. Ciência Moderna, 1ª edição, Rio de Janeiro, 2008.

RIBEIRO, D. R. F. **Comportamento Dinâmico de Pontes sob Acção de Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade**. FEUP – Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2004.

SANTOS, D. C. **Calibração Experimental de um Modelo Numérico da Ponte Ferroviária de Baía**. PPE-UFRJ. Rio de Janeiro, 2018.

NETO, R. G. P. **Análise das Respostas Dinâmicas do Vão Tipo de Uma Ponte Ferroviária sobre o mar**. PPE-UFRJ. Rio de Janeiro, 2018.

VELOSO, L. A. C. M. **Desenvolvimento de Metodologia para Avaliação da Integridade Estrutural de Pontes e Viaduto Ferroviários ao Longo da Estrada de Ferro Carajás**. Instituto de Tecnologia – UFPA, 2009.

CORREA, W. L. **Vibrações em Pontes Ferroviárias**. Dissertação de Mestrado – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2003.

CORREA, W. L. **Controle das vibrações induzidas pela interação dinâmica entre Trens-trilhos-dormentes-estrutura de aço de pontes ferroviárias**. Tese de Doutorado – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2008.

FERREIRA, V. T. **Modelo Simplificado para a Análise dinâmica de Estruturas Mistas de Pontes**. Dissertação de Mestrado - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1999.

VELOSO, L. A. C. M. Structural Monitoring and fatigue assessment of Railroad Bridges.
Seminário UNB – Faculdade de Tecnologia – UNB, Brasília, 2018.

BARKEY, M. ALGORITMO RAINFLOW FORTRAN95

GOODMAN. Método de correção de tensão alternada.