

UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO - ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

FADIGA EM ESTRUTURAS METÁLICAS TUBULARES SOLDADAS

AUTORA: CARMEM MIRANDA LAGE

ORIENTADOR: Prof. Dr. Marcílio Sousa da Rocha Freitas

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Ciências da Engenharia Civil, área de concentração: Construção Metálica.

Ouro Preto, dezembro de 2008.

L174f	<p data-bbox="486 1249 1302 1339">Lage, Carmem Miranda. Fadiga em estruturas metálicas tubulares soldadas [manuscrito]. / Carmem Miranda Lage. - 2008.</p> <p data-bbox="539 1368 796 1391">xv, 103f.: il. color., tabs.</p> <p data-bbox="539 1429 1114 1451">Orientador: Prof. Dr. Marcílio Sousa da Rocha Freitas.</p> <p data-bbox="493 1489 1300 1579">Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil.</p> <p data-bbox="539 1579 1005 1601">Área de concentração: Construção Metálica.</p> <p data-bbox="501 1639 1216 1695">1. Estruturas metálicas - Teses. 2. Fadiga - Teses. 3. Construção metálica - Teses. I. Universidade Federal de Ouro Preto. II. Título.</p> <p data-bbox="1003 1727 1160 1749">CDU: 624.014</p>
-------	--

Catlogação: sisbin@sisbin.ufop.br

FADIGA EM ESTRUTURAS METÁLICAS TUBULARES SOLDADAS

AUTORA: CARMEM MIRANDA LAGE

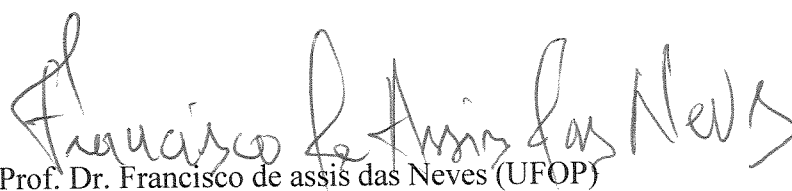
Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 12 de dezembro de 2008, pela Banca Examinadora composta pelos seguintes membros:



Prof. Dr. Marcílio Sousa da Rocha Freitas (Orientador / UFOP)



Profa. Dra. Arlene Maria Sarmanho Freitas (UFOP)



Prof. Dr. Francisco de Assis das Neves (UFOP)



Profa. Dra. Eliane Maria Lopes Carvalho (UFF)

Aos meus pais, Carmelita e José Leir

Agradecimentos

Aos meus pais, Carmelita e José Leir, pelo aprendizado, incentivo e apoio nos estudos e compreensão nos momentos de ausência. Aos meus irmãos, Emerson, Lindon e Lincoln pelo incentivo e carinho. Às minhas cunhadas Naiara e Josy pela amizade.

Ao Adriano pelo carinho.

Ao meu orientador Marcilio pela oportunidade da orientação, pelo ensinamento, apoio, amizade e paciência. Aos demais professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFOP pelo aprendizado, sem esquecer-me da Róvia e do professor Walter (LCC) pela paciência e auxílio. Aos membros da minha banca de defesa: professores Arlene, Assis e Eliane pelos conselhos e ‘dicas’, que foram de grande valia para as correções finais.

Aos amigos do mestrado: Élen, Carol, Mariana, Luciano, William, Rafael, Márcio, Alexandre e em especial ao Francisco e Eliana pelo carinho, companheirismo e ajuda.

Às amigas de república: Tatiana, Thais, Christiane, Mariana, Elivane e Rosana pela amizade.

Aos professores do curso de engenharia civil da UFV, em especial os professores José Luiz e Rita de Cássia, pela base de conhecimento.

À Fabiana Brinck pelas dicas do programa SAP 2000, ao Matthew Hoehler (programa ‘Rainflow’), ao professor Leonardo Godefroid (REDEMAT) pelo conhecimento, à Usiminas Mecânica na pessoa de Raul Marchesini e Washington Luiz e a todos aqueles que de alguma forma contribuíram para a conclusão desta dissertação.

Às empresas: USIMINAS e Vallourec & Mannesmann (V & M do Brasil) pelo apoio financeiro.

RESUMO

Perfis tubulares estruturais de seção circular e retangular são usados extensamente no campo da construção e da engenharia mecânica em todos os tipos de estruturas, tais como plataformas *offshore*, torres de comunicação, condutores de fluidos, pontes, passarelas e outras, sob diferentes tipos de carregamento.

Essas estruturas quando submetidas a cargas cíclicas, ainda que em situação de baixa tensão nominal, podem resultar num enfraquecimento progressivo, localizado e posterior ruptura do material, o que representa o fenômeno da fadiga.

Quando se trata de estruturas soldadas, o comportamento à fadiga é condicionado pela existência de descontinuidades geométricas que produzem concentração de tensões mais ou menos severas. A ocorrência de pontos de concentração de tensões pode levar a iniciação e posterior propagação de trincas de fadiga.

Muitas análises de fadiga em ligações soldadas foram têm sido feitas, levando em conta o carregamento dinâmico, que representa a principal causa dos problemas relativos a esses tipos de estruturas.

Neste trabalho é feita uma revisão bibliográfica do fenômeno da fadiga e seu comportamento em estruturas tubulares soldadas. São analisados os procedimentos adotados em algumas normas de dimensionamento de estruturas metálicas para a verificação de fadiga. São finalmente estudados dois exemplos práticos de estruturas tubulares usando os métodos de cálculo da tensão geométrica e classificação segundo o Eurocode 3 (2005) e CIDECT 8 (2000).

ABSTRACT

Circular and rectangular hollow sections are used extensively in the field of the construction and mechanical engineering in all types of structures, such as offshore platforms, towers of communication, fluid conductors, bridges, footbridges and others, under different types of loading.

These structures when submitted to cyclical loads, although in situation of low nominal stress, can result in a gradual weakness, with posterior rupture of the material, that represents the phenomenon of fatigue.

In case of welded structures, the fatigue behavior is conditioned by the existence of geometric discontinuities that produce more or less severe stress concentration. The occurrence of points of stress concentration can take the initiation and posterior fatigue crack propagation.

Many analyses of fatigue in welded joint have been made, taking in account the dynamic loading, that represents the main cause of problems in these kind of structures.

In this work, a revision of the phenomenon of fatigue and its behavior in welded tubular structures are. The procedures adopted on some design codes to fatigue verification of steel structures are analyzed. Finally two practical examples of tubular structures are studied using hot spot stress and classification method by Eurocode 3 (2005) and CIDECT 8 (2000).

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC - American Institute of Steel Construction
ANSI - American National Standards Institute
AREMA - American Railway Engineering and Maintenance
ASD - Allowable Stress Design (Método das Tensões Admissíveis)
ASTM - American Society for Testing and Materials
AWS - American Welding Society
BS - British Standard
CHS - circular hollow sections
CIDECT - Comité International pour le Développement et L'Étude de la Construction Tubulaire
CJP - complete- joint-penetration groove weld (solda de penetração total)
ESDEP - European Steel Design Education Programme
HCF - high-cycle fatigue (fadiga de alto ciclo)
HSS - hollow structural sections (seções tubulares estruturais)
ISTS - International Symposium on Tubular Structures
LCF - low-cycle fatigue (fadiga de baixo ciclo)
LRFD - Load and Resistance Factors Design (Método dos Estados Limites)
MFLE - Mecânica da Fratura Linear Elástica
NBR - norma Brasileira
PJP - Partial-joint-penetration groove weld (solda de penetração parcial)
RHS - Rectangular hollow sections (seções tubulares retangulares)
SAE - Society of Automotive Engineers
SCF - Stress concentration factors (fator de concentração de tensão)
SHS - Structural hollow sections (seções tubulares estruturais)

LISTA DE SÍMBOLOS

SÍMBOLOS-BASE

LETRAS ROMANAS

a - comprimento de trinca

A - área

b - largura

C - constante do material variando com a tensão média, frequência, meio ambiente e temperatura

d - diâmetro

D - dano por fadiga

da/dN - taxa de propagação da trinca

e - excentricidade

f_u - resistência à ruptura do aço à tração

f_y - resistência ao escoamento do aço

g - gap

h - altura

K - fator de intensidade de tensão

K_c - fator de intensidade de tensão crítico

m - constante do material variando com a tensão média, frequência, meio ambiente e temperatura

M - momento fletor

n - número de ciclos

N - número de ciclos

N_f - número de ciclos para a falha

P_{ax} - carga axial

q - carga distribuída, comprimento de 'overlap'

Q - carga por eixo

r - coordenada de um ponto genérico à frente da trinca
 R - razão média de tensão
 S - tensão
 t - espessura
 V_p - tensão de punção
 Y - fator adimensional que é função da geometria do material e da trinca
 W - módulo de resistência elástico

LETRAS GREGAS

α - coeficiente em geral
 β - razão do diâmetro (ou largura) do perfil da diagonal pelo banzo (d_i/d_0) ou (b_i/b_0)
 γ - razão do diâmetro (ou largura) por duas vezes a espessura do banzo ($d_0/(2 t_0)$) ou ($b_0/(2 t_0)$)
 γ_{Mf} - fator de segurança parcial de resistência à fadiga – Eurocode 3
 γ_{Ff} - fator de segurança parcial para carregamento de fadiga – Eurocode 3
 τ - razão de espessuras dos perfis da diagonal pelo banzo (t_i/t_0)
 θ - ângulo entre diagonal e banzo de uma ligação; coordenada de um ponto genérico à frente da trinca
 ϕ - ângulo entre diagonais de uma ligação
 ε - deformação
 ε_m - deformação média
 $\varepsilon_{m\acute{a}x}$ - deformação máxima
 $\varepsilon_{m\acute{i}n}$ - deformação mínima
 $\Delta\varepsilon$ - intervalo de deformação
 σ - tensão
 σ_e - tensão limite de fadiga
 σ_m - tensão média
 $\sigma_{m\acute{a}x}$ - tensão máxima
 $\sigma_{m\acute{i}n}$ - tensão mínima
 $\Delta\sigma$ - intervalo de tensão

$\Delta\sigma_C$ - tensão para uma dada categoria de detalhe – Eurocode 3

$\Delta\sigma_D$ - intervalo de tensão correspondente ao limite ‘cut-off’ – Eurocode 3

$\Delta\sigma_L$ - limite de fadiga de amplitude constante para um detalhe específico – Eurocode 3

χ - coeficiente que leva em conta o tipo de carga e local de interesse

SÍMBOLOS-SUBSCRITOS

ax - axial

e - endurance

0 - banzo

i - diagonal (1, 2, 3, etc.)

n - nominal

rhs - hot spot stress range

ipb - in plane bending (no plano)

SUMÁRIO

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	VIII
SUMÁRIO	XI
LISTA DE FIGURAS.....	XIII
LISTA DE TABELAS.....	XV
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2 OBJETIVOS E DESCRIÇÃO DO TRABALHO	2
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO	3
2 ESTRUTURAS EM PERFIS TUBULARES.....	5
2.1 GENERALIDADES	5
2.1.1 <i>Designação</i>	5
2.2 APLICAÇÃO ESTRUTURAL EM ESTRUTURAS DIVERSAS	6
2.3 APLICAÇÃO ESTRUTURAL EM PONTES	7
3 FENÔMENO DA FADIGA.....	14
3.1 INTRODUÇÃO.....	14
3.2 ASPECTOS HISTÓRICOS E DEFINIÇÕES.....	15
3.3 FORMAÇÃO DE TRINCAS POR FADIGA	18
3.4 SOLICITAÇÕES DE FADIGA	19
3.4.1 <i>Introdução</i>	19
3.4.2 <i>Carregamentos com amplitude constante</i>	20
3.4.3 <i>Carregamentos com amplitude variável</i>	21
3.5 MÉTODOS PARA PREVISÃO DA VIDA EM FADIGA	27
3.5.1 <i>Introdução</i>	27
3.5.2 <i>Fadiga baseada em ciclos de tensão – Curvas S-N</i>	28
3.5.3 <i>Fadiga baseada em ciclos de deformação – Curvas ϵ-N</i>	30
3.5.4 <i>Mecânica da Fratura</i>	31
4 COMPORTAMENTO À FADIGA DE LIGAÇÕES SOLDADAS DE AÇO EM ESTRUTURAS TUBULARES	38
4.1 INTRODUÇÃO.....	38
4.2 NOMENCLATURA E CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES TUBULARES SOLDADAS.....	39
4.3 TIPOS DE TENSÕES NAS LIGAÇÕES TUBULARES	41
5 CÓDIGOS E ESPECIFICAÇÕES DE PROJETO PARA VERIFICAÇÃO À FADIGA DE PERFIS TUBULARES	44
5.1 INTRODUÇÃO.....	44

5.2	DESCRIÇÃO DOS MÉTODOS PARA AVALIAÇÃO DA VIDA ÚTIL À FADIGA	45
5.2.1	<i>Método baseado na tensão geométrica (hot spot stress method)</i>	45
5.2.2	<i>Método baseado na tensão nominal ('classification method')</i>	46
5.2.3	<i>Filosofias de projeto</i>	46
5.3	ESPECIFICAÇÕES DO CIDECT	48
5.3.1	<i>Método da classificação</i>	49
5.3.2	<i>Método da tensão geométrica</i>	53
5.4	EUROCODE 3 DE 2005 – SEÇÃO 1-9 : FADIGA	55
5.4.1	<i>Aplicabilidade</i>	55
5.4.2	<i>Fator de segurança parcial</i>	56
5.4.3	<i>Resistência à fadiga e curvas S-N</i>	56
5.4.4	<i>Metodologia: método da classificação</i>	57
5.5	ANSI AWS D1.1/D1.1 M 2004: AMERICAN WELDING SOCIETY	59
5.5.1	<i>Exigências gerais</i>	59
5.5.2	<i>Exigências para ligações de perfis tubulares</i>	59
5.5.3	<i>Fadiga</i>	60
5.6	NBR 8800: 2008	61
5.6.1	<i>Aplicabilidade</i>	61
5.6.2	<i>Condições gerais de projeto e dimensionamento</i>	62
5.6.3	<i>Fadiga</i>	62
5.7	ESPECIFICAÇÕES DA AISC 2005 – APÊNDICE 3 : PROJETO DE FADIGA	63
5.7.1	<i>Aplicabilidade</i>	63
5.7.2	<i>Generalidades</i>	63
5.7.3	<i>Tensões</i>	64
6	APLICABILIDADE DOS CÓDIGOS/ NORMAS A DOIS PROJETOS DE ESTRUTURA TUBULAR - ESTUDO DE CASO	66
6.1	APLICAÇÃO 1 – TRELIÇA PLANA	66
6.1.1	<i>Análise pelo método da tensão geométrica</i>	67
6.1.2	<i>Análise pelo método da classificação</i>	70
6.2	APLICAÇÃO 2 – PONTE FERROVIÁRIA	71
6.2.1	<i>Análise pelo programa SAP 2000</i>	74
6.2.2	<i>Análise pelo método da tensão geométrica</i>	80
6.2.3	<i>Análise pelo método da classificação</i>	82
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	84
7.1	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS E CONCLUSÃO	84
7.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	85
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	86
	ANEXO A: TABELAS E FIGURAS DOS CÓDIGOS E NORMAS	94
	ANEXO B: VISTAS E SEÇÕES DA ESTRUTURA PROPOSTA	100
	ANEXO C: ANÁLISE FEITA NO PROGRAMA SAP 2000	101

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1– Estatísticas nacionais da produção de tubos soldados, por país, para o ano de 2004	7
Figura 2.2– Ponte Firth of Forth bridge – Edimburgo, Escócia	8
Figura 2.3 – Parâmetros para uma ligação tipo KK.....	9
Figura 2.4 – Viaduto Lully	10
Figura 2.5 – Seção transversal do viaduto Lully	10
Figura 2.6 – Ponte Korntal-Münchingen	11
Figura 2.7 – Seção transversal da ponte Korntal-Münchingen	11
Figura 2.8 – Ponte Nesenbachtal	12
Figura 2.9 – Passarela Belvedere, Belo Horizonte, Brasil.....	13
Figura 3.1– Fotografia de um dos navios Liberty fraturado.....	16
Figura 3.2 – Ângulos de propagação da trinca	19
Figura 3.3 – Ciclos de carregamento	20
Figura 3.4 – Terminologia usada em carregamentos com amplitude constante.....	20
Figura 3.5 – Carregamento com amplitude variável.....	21
Figura 3.6 – Representação esquemática dos danos de fadiga no decurso de um ensaio de fadiga.....	22
Figura 3.7 – Regra de Palmgren-Miner. Figura (a): carregamento aleatório; figura (b): histórico do carregamento reduzido e figura (c): ciclos para falha (curva S-N)	23
Figura 3.8 – Método “Rainflow”	24
Figura 3.9 – Histórico de tensões definido no tempo.....	25
Figura 3.10 – Saída de dados do programa: contagem de ciclos	26
Figura 3.11 – Curvas típicas “S-N”. $R = -1$ corresponde à curva básica.....	29
Figura 3.12 – Curva “S-N”: número de ciclos <i>versus</i> variação de tensão	30
Figura 3.13 – Representação esquemática das zonas de plastificação no entalhe e na ponta da trinca.....	32
Figura 3.14 – Estado de tensão na vizinhança da extremidade de uma fenda.....	33
Figura 3.15 – Placa com trinca central de comprimento $2a$, solicitada pela tensão σ	34
Figura 3.16 – Modos principais de trinca: (a) Modo I ou de tração normal, (b) Modo II ou de cisalhamento plano e (c) Modo III ou de cisalhamento anti-plano.....	35
Figura 3.17 – Representação esquemática da variação da velocidade de propagação da fenda da/dN em função de ΔK no caso geral dos aços, apresentando-se os diferentes regimes de mecanismos de fissuração.	36
Figura 4.1 -Comparação do comportamento à fadiga de uma ligação soldada e um elemento plano..	39

Figura 4.2 – Tipos de ligação.....	40
Figura 4.3 – Variáveis geométricas	41
Figura 4.4 – Distribuição das tensões em um junta “X” de perfis tubulares circulares	42
Figura 4.5 – Diagrama de distribuição de tensões.....	42
Figura 4.6 – Tensão de punção	43
Figura 5.1 - Distribuição das tensões geométricas em uma ligação “X”	46
Figura 5.2 – Curvas S-N para conexões simples sob faixa norma de tensão	52
Figura 5.3 – Curvas S-N para ligações tubulares em vigas treliçadas para o método da classificação....	52
Figura 5.4 – Curvas de resistência à fadiga para o método da tensão geométrica.....	54
Figura 5.5 – Curvas S-N	57
Figura 5.6– Curvas de projeto para as categorias de tensão dadas na tabela A.3 (anexo A) para estruturas tubulares redundantes em serviço na atmosfera	60

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Construções recentes de pontes treliçadas.....	9
Tabela 3.1– Fatores que influenciam na fadiga.....	21
Tabela 3.2 – Histórico de tensões	26
Tabela 3.3 – Saída de dados do programa: variação de tensão <i>versus</i> quantidade de ciclos.....	27
Tabela 5.1 – Metodologia em associação com filosofia de projeto	47
Tabela 5.2 - Fator de majoração que leva em conta momentos secundários em ligações de perfis circulares em vigas treliçadas	51
Tabela 5.3 - Fator de majoração que leva em conta momentos secundários em ligações de perfis retangulares em vigas treliçadas	51
Tabela 5.4 – Limites de resistência à fadiga para ligações de vigas treliçadas	53
Tabela 5.5 – Limites de resistência à fadiga para o método da tensão geométrica	55
Tabela 5.6 – Fatores de segurança parcial γ_{Mf}	56
Tabela 6.1– Seções e propriedades geométricas dos perfis	67
Tabela 6.2 - Parâmetros geométricos e faixa de validação	67
Tabela 6.3 - Cálculo dos fatores de concentração de tensão - SCF	69
Tabela 6.4 - Cálculo da tensão geométrica.....	69
Tabela 6.5 – Cargas dos trens-tipo.....	74
Tabela 6.6 – Seções e propriedades geométricas.....	80
Tabela 6.7 - Parâmetros geométricos e faixa de validação segundo o CIDECT 8 (2000).....	80
Tabela 6.8 - Cálculo dos fatores de concentração de tensão - SCF	81
Tabela 6.9 - Cálculo da tensão geométrica.....	82
Tabela 6.10 – Faixa de validade.....	83

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Gerais

Perfis tubulares estruturais de seção circular e retangular são usados extensamente no campo da construção e da engenharia mecânica em todos os tipos de estruturas sob diferentes tipos de carregamento, tais como plataformas *offshore*, torres de comunicação, condutores de fluidos, pontes, passarelas etc.

No Brasil o emprego de perfis tubulares na construção civil é recente e apresenta-se em crescimento acelerado. Dentre as várias empresas que têm impulsionado este crescimento, merece destaque a Vallourec & Mannesmann (V&M do Brasil). A empresa tem capacidade para produzir cerca de 550 mil toneladas de tubos de aço sem costura por ano (<http://www.vmtubes.com.br> – acesso em 16/02/08).

As estruturas citadas anteriormente quando submetidas a cargas cíclicas, ainda que em situação de baixa tensão nominal, podem resultar num enfraquecimento progressivo e localizado e posterior ruptura do material, o que representa o fenômeno da fadiga.

Quando se trata de estruturas soldadas, o comportamento à fadiga é condicionado pela existência de descontinuidades geométricas que produzem concentração de tensões mais ou menos severas. A ocorrência de pontos de concentração de tensões pode levar a iniciação e posterior propagação de trincas.

Muitas análises de fadiga em ligações soldadas foram, e são feitas, considerando o carregamento dinâmico, que representa a principal causa dos problemas relativos a estes tipos de estruturas (BOWNESS, 1996; MORGAN, 1997; TAIER, 2002; BATTISTA et al., 2008; BATTISTA et al., 2007). “O dimensionamento à fadiga de estruturas metálicas sujeitas a solicitações cíclicas está já consignado nas regras de cálculo de códigos e especificações ou normas de vários países” (BRANCO et al, 1999).

No projeto de estruturas através do método dos estados limites, a fadiga constitui um estado limite que deve ser verificado. Sendo assim, as principais normas de

dimensionamento de estruturas metálicas possuem tópicos relativos a este estado limite (Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1.9: Fatigue, 2005; AISC: Specification for Structural Steel Buildings - Appendix 3: Design for Fatigue, 2005; NBR 8800: 2008 Projetos de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios – Anexo K: Fadiga, e AWS: Structural welding code-steel, AWS D1.1/D1.1M:2008).

1.2 Objetivos e Descrição do Trabalho

Projetos de crescente sofisticação e razões de economia criaram a necessidade de melhor compreensão do comportamento dos materiais nas condições de serviço, e em particular dos problemas de fratura e fadiga.

Trabalhos anteriores realizados dentro do Convênio de Cooperação Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP)/Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP)/V&M do BRASIL estudaram diversos tipos de ligações tubulares típicas de treliças planas submetidas a carregamento predominantemente estático. Foram realizados estudos teóricos computacionais e experimentais (MENDANHA, 2006; FREITAS, 2006; MENDANHA, 2007; MENDES, 2008) de ligações do tipo T, K e KT de treliças planas de um sistema de piso misto.

O objetivo deste trabalho é dar continuidade a esses estudos analisando os procedimentos normativos e outros disponíveis na literatura para a análise e dimensionamento de estruturas metálicas, em especial as tubulares com ligações soldadas, susceptíveis ao fenômeno da fadiga.

Neste trabalho será feita uma revisão bibliográfica do fenômeno da fadiga e do comportamento à fadiga de estruturas tubulares soldadas. Serão analisados os procedimentos adotados em algumas normas de dimensionamento de estruturas metálicas para a verificação de fadiga. Serão finalmente estudados alguns exemplos práticos de estruturas tubulares.

1.3 Estrutura do trabalho

O conteúdo da dissertação está organizado em introdução (capítulo 1), revisão bibliográfica (capítulos 2, 3, 4 e 5), metodologia (capítulo 6), conclusão (capítulo 7) e referências bibliográficas (capítulo 8).

O capítulo 1 faz considerações gerais do uso de perfis tubulares e a importância da verificação à fadiga dos mesmos. Ainda nesse capítulo é feita uma projeção dos objetivos do trabalho, bem como uma resumida descrição deste.

O capítulo 2 apresenta algumas propriedades dos perfis tubulares e aplicação dos mesmos em estruturas em geral e em casos específicos de pontes com vigas treliçadas, objeto de estudo deste trabalho.

O capítulo 3 consiste de uma revisão bibliográfica do fenômeno da fadiga: aspectos históricos e definições; como se dá a formação de trincas por fadiga, os tipos de solicitações que atuam na estrutura e métodos para a previsão da vida em fadiga.

O capítulo 4 faz uma breve descrição do comportamento à fadiga no caso específico de ligações soldadas em estruturas tubulares – classificação das ligações e tipos principais de tensões atuantes nessas.

O capítulo 5 faz provisões de códigos e normas para verificação à fadiga. São apresentadas normas para a verificação de estruturas gerais, tais como NBR 8800 (2008) e AISC (2005) e normas que tratam em particular das estruturas tubulares, tais como CIDECT 8 (2000), Eurocode 3(2005) e AWS D1.1 (2008).

O capítulo 6 trata da aplicabilidade das especificações do CIDECT 8 (2000) e Eurocode 3 (2005) a dois projetos de estrutura tubular: um caso simples de treliça plana e outro de uma estrutura de ponte ferroviária com vigas principais treliçadas. É feita uma análise dessas estruturas pelos métodos da tensão geométrica e método da classificação.

O capítulo 7 faz algumas considerações finais do uso de estruturas tubulares, bem como uma discussão dos resultados obtidos nas análises do capítulo 6 e sugestões para trabalhos futuros. O capítulo 8 trata das referências bibliográficas.

2 ESTRUTURAS EM PERFIS TUBULARES

2.1 Generalidades

As excelentes propriedades dos perfis tubulares têm sido reconhecidas por muito tempo. Estes permitem uma distribuição eficiente de material, em virtude dos elevados módulos de resistência à flexão e torção que apresentam. Consegue-se assim obter neste tipo de estruturas uma resistência elevada com peso baixo, ou seja, com um baixo consumo de material (BRANCO et al, 1999). Os perfis de seção circular apresentam a mesma resistência a flambagem em todas as direções e nos retangulares a variação é pequena. Suportam cargas de compressão maiores que os perfis abertos convencionais, pois apresentam altos valores de raio de giração ao redor do eixo central de inércia. Além disso, possuem menor área de superfície se comparados com perfis de seções abertas, o que resulta um menor custo com pintura e proteção contra fogo. Essas excelentes propriedades combinam-se com uma atrativa forma para aplicações arquitetônicas, dando uma estética mais agradável para alguns tipos de construção.

Outro aspecto especialmente favorável para as seções circulares são os baixos coeficientes de arrasto que estas apresentam se expostas às forças do vento ou ondas do mar. Isto é um dos motivos pelos quais estruturas tubulares, em especial as soldadas, se tornaram escolhas óbvias para o projeto de estruturas *offshore* a partir de 1947 (BRANCO et al, 1999).

2.1.1 Designação

As designações usuais para aplicações estruturais são:

- a) Structural hollow sections (SHS): seções tubulares estruturais
- b) Circular hollow sections (CHS): seções tubulares circulares
- c) Rectangular hollow sections (RHS): seções tubulares retangulares (incluindo seções quadradas)

No Canadá e nos Estados Unidos a designação para as seções tubulares estruturais é HSS (Hollow Structural Sections) em vez de SHS.

2.2 Aplicação estrutural em estruturas diversas

Os perfis tubulares com suas propriedades técnicas favoráveis e beleza de sua forma encontram utilização nos mais diversos sistemas e campos de aplicação da engenharia. Alguns exemplos dessas estruturas e elementos são: treliças planas e espaciais; plataformas em alto mar e equipamentos; dutos para transporte ou armazenamento de gases, líquidos ou polpa; postes e torres; vigas e colunas Vierendeel; pontes; passarelas; escadas e rampas; sistemas estruturais de edifícios; estações e estruturas anexas; aeroportos; ginásios e estádios; abrigos: cobertura em paradas de ônibus e outros ou de acesso em locais com grande movimentação de pedestres, entrada de edifícios, tensoestruturas; estruturas espaciais moduladas etc.

As colunas de seção tubular são largamente utilizadas em edifícios de um piso, de pé-direito elevado, como é o caso de edifícios industriais e armazéns. Nestes elementos, como se sabe, o raio de giração é mais importante que a área da seção transversal. A construção tubular é também bastante utilizada em estruturas de grande vão, tais como lanças de guindastes, estruturas de aparelhos de elevação, estruturas para antenas de telecomunicações etc (BRANCO et al, 1999).

As estruturas tubulares soldadas têm sido extensamente usadas em passarelas. “Temos encontrado passarelas com apoios flutuantes, o que antes era um recurso de emergência ou equipamento militar, passarelas em arco com tabuleiro curvo que giram em torno de seu eixo longitudinal para permitir a passagem de embarcações, passarelas retráteis tipo sanfona e muitas outras concepções com justificativas técnicas” (MEYER, 2002).

Com relação aos tubos soldados, nos últimos dez anos, a produção global foi aproximadamente constante, apesar de algumas flutuações. Em 1995 foram vendidos 40,1 milhões de toneladas métricas e 41,1 milhões em 2004. Neste mesmo ano, os tubos soldados representaram aproximadamente 4% do mercado total de aço, tornando-se um

componente muito importante do setor do aço estrutural. As estatísticas nacionais da produção para os 10 principais produtores são mostradas na figura 2.1 (PACKER, 2006).

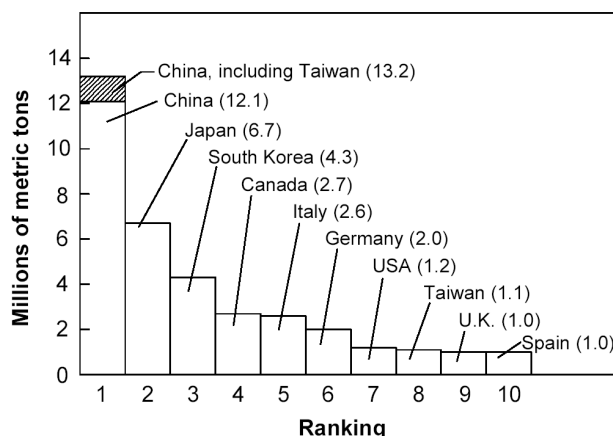


Figura 2.1– Estatísticas nacionais da produção de tubos soldados, por país, para o ano de 2004
Fonte: Packer, J. A., 2006.

No Brasil o emprego de perfis tubulares na construção civil é recente e apresenta-se em crescimento acelerado. Dentre as várias empresas que têm impulsionado este crescimento, merece destaque a V&M do Brasil. A empresa produziu cerca de 560 mil toneladas de tubos de aço em 2006, mais que o dobro em relação a 2005 (250 toneladas), devido à expansão nas linhas de produção implantada em julho e com isso, exportou cerca de 30% de sua produção e respondeu por 95% do mercado brasileiro de tubos sem costura. Uma apresentação detalhada da história da aplicação dos perfis tubulares pode ser encontrada em GERKEN (2003) e MEYER (2002).

2.3 Aplicação estrutural em pontes

As excelentes propriedades da forma tubular têm sido reconhecidas há muito tempo. Exemplo disso é a ponte *Firth of Forth* (1890) – figura 2.2 - construída em Edimburgo na Escócia. Essa ponte possui dois vãos centrais de 521 m cada. Foi construída com chapas calandradas rebitadas, visto que na época não existia outro método de fabricação (WARDENIER, 2000).



Figura 2.2– Ponte Firth of Forth bridge – Edimburgo, Escócia
Fonte: Wardenier, J., 2000.

Pontes recentes em perfis tubulares

Devido às vantagens estéticas e estruturais, as estruturas tubulares treliçadas estão sendo muito utilizadas na construção de pontes modernas, mais notavelmente na Alemanha (*Sindelfingen*, Berlim) e Suíça (*Lully*, *Aarwagen*, *Dättwil*). A seção transversal típica destes tipos de pontes consiste geralmente da composição de vigas espaciais treliçadas e tabuleiros de concreto. O tabuleiro é conectado diretamente a estrutura de aço por meio de conectores. A resistência das ligações é o parâmetro governante no projeto de tais estruturas. A escolha da forma de fabricação da ligação (soldada ou forjada) diz respeito aos aspectos do próprio método e processo de fabricação, resistência, fadiga, economia etc. Mais detalhes referentes a este aspecto podem ser encontrados em KUHLMANN (2003). Algumas características das pontes citadas anteriormente são resumidas na tabela 2.1 a seguir e imagens de algumas dessas pontes são dadas nas figuras 2.4 a 2.8.

Tabela 2.1 – Construções recentes de pontes treliçadas
Adaptado de: Schumacher, A., 2003

	Lully	Dättwill	Aarwangen	Nesenbachtal	Korntal-Münch.
Ano de conclusão da construção	1997	2001	1997	1999	2002
Comprimento do vão	≈ 43 m	≈ 38 m	≈ 48 m	25 / 50 / 36m	32 / 41 m
Relação h/L da treliça	1/14	1/12	1/27	1/11-22	1/13
Fabricação da ligação	soldada	soldada	soldada	forjada	forjada
Configuração da ligação	KK	KK	K	KK	KK
Configuração do perfil	CHS ¹⁾	CHS	CHS	CHS	CHS
Dimensões do perfil da diagonal (Diâmetro/espessura)	267 / 25	267 / 25	194 / 28	194 / 10-60	267 / 28-45
Dimensões do perfil do banzo (Diâmetro/espessura)	508 / 36	508 / 50	406 / 36	324 / 16-80	457 / 45-67
PARÂMETROS DA LIGAÇÃO					
$\beta = d_1 / d_0$	0.53	0.53	0.48	0.60	0.58
$\gamma = d_0 / 2 t_0$	7.06	5.08	5.64	10.13 - 2.03	5.07 - 3.51
$\tau = t_1 / t_0$	0.69	0.50	0.78	0.63 – 0.75	0.62 – 0.69
$\theta ; \cos(\theta)$	60; 0.5	60; 0.5	45; 0.71	46; 0.69	60; 0.5
ϕ	69	69	-	102	90

¹⁾ CHS: circular hollow sections – perfil tubular circular

Os parâmetros β , γ , τ , θ e ϕ dados na tabela 2.1 são melhores entendidos pela figura 2.3.

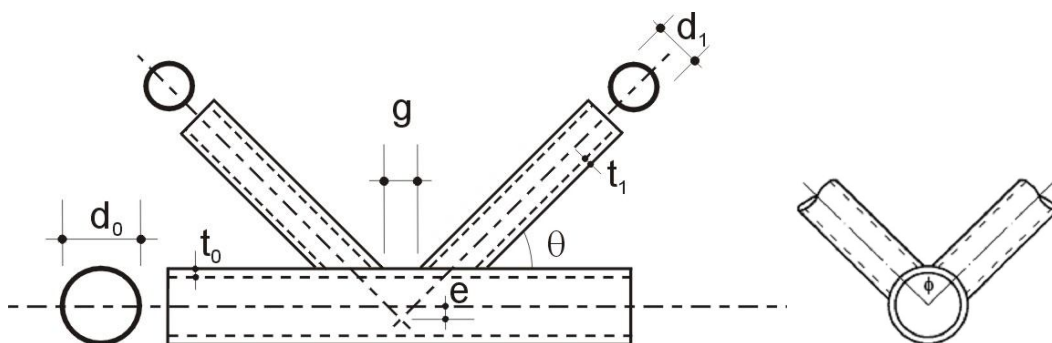


Figura 2.3 – Parâmetros para uma ligação tipo KK
Fonte: Adaptação de Kuhlmann et al, 2003



Figura 2.4 – Viaduto Lully
 Fonte: <http://www.dic-ing.ch/data/lully.pdf>

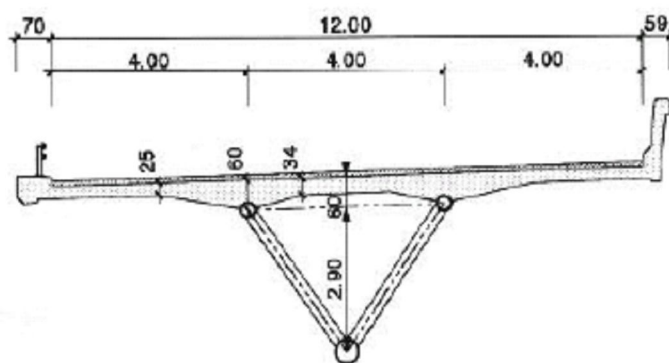


Figura 2.5 – Seção transversal do viaduto Lully
 Fonte: Dauner et al (<http://www.dic-ing.ch/html/framePublication.htm/>)



Figura 2.6 – Ponte Korntal-Münchingen
Fonte: Leonhardt , Andrä und Partner (http://www.lap-consult.com/weitere_Bilder)

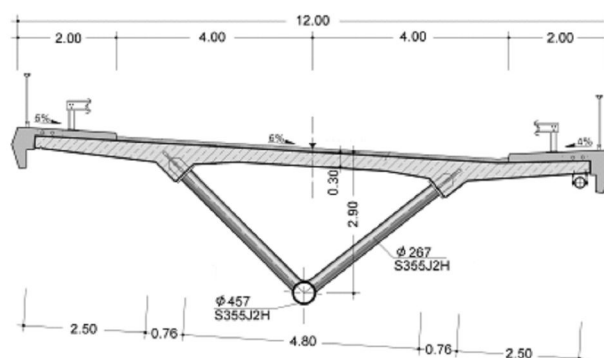


Figura 2.7 – Seção transversal da ponte Korntal-Münchingen
Fonte: Kuhlmann et al, 2003



Figura 2.8 – Ponte Nesenbachtal
Fonte: Steel Castings in architecture and engineering
2003 NASCC Proceedings, Baltimore, MD, April 2-5, sessions D4/C18

No Brasil, o emprego de perfis tubulares em pontes ainda é pouco praticado. Em contrapartida é recorrente o uso desses perfis em estruturas treliçadas de passarelas, como ilustra a figura 2.9.



Figura 2.9 – Passarela Belvedere, Belo Horizonte, Brasil
Fonte: www.metalica.com.br – acesso em 15/07/2008

3 FENÔMENO DA FADIGA

3.1 Introdução

A falha de uma estrutura ou componente estrutural ocorre quando este não mais funciona como foi projetado. Quando ocorre este fenômeno a estrutura não é mais capaz de desempenhar a sua função satisfatoriamente, tornando-se insegura ou inutilizável. A falha pode ter formas diversas: ruptura parcial ou total, desgaste, deformação excessiva, perda da estabilidade etc. e resulta da ação isolada ou combinada de carregamento, temperatura e influência do meio ambiente. (PASTOUKHOV et al, 1995).

Grande parte dos componentes estruturais de engenharia está submetida em serviço a carregamentos que se repetem no tempo (tensões e/ou deformações), também denominados carregamentos cíclicos. O processo de alteração estrutural permanente, progressivo e localizado – caracterizado pela geração e propagação de trincas –, que ocorre em um material seguido de eventual falha estrutural devido a esses carregamentos é denominado fadiga.

Diz-se que o processo é progressivo, pois se verifica durante certo período de tempo ou uso do material – no que pese algumas fraturas ocorrem bruscamente e os mecanismos envolvidos na ruptura do material podem estar presentes desde o início de serviço da peça ou estrutura –, e localizado, pois tem início em pequenas áreas do componente mecânico ou elemento estrutural, onde existem pontos de concentração de tensões e deformações (entalhes e outros locais com variação brusca de geometria, cantos vivos, etc.), imperfeições do material, diferenciais de temperatura e tensões residuais.

3.2 Aspectos históricos e definições

Um dos primeiros estudos sobre fadiga foi realizado por W. A. J. Albert em 1837 na cidade de Clausthal, Alemanha. Albert realizou testes de carregamento cíclico em correntes de elevadores de carga empregados nas minas de Clausthal (SCHÜTZ, 1996).

Algumas décadas se passaram até que os primeiros estudos experimentais sistemáticos sobre fadiga foram feitos pelo engenheiro ferroviário alemão August Wöhler. Por volta de 1860, ele realizou ensaios sobre os eixos das locomotivas da indústria ferroviária alemã, que fraturavam com frequência. Wöhler publicou os resultados desses ensaios e em 1870 apresentou um relatório final com algumas conclusões. Ele afirmou que a amplitude de tensão é o parâmetro mais importante para a vida em fadiga, introduzindo assim o conceito de tensão aplicada (S) em função do número de ciclos para a ruptura (N), universalmente conhecidas como curvas S-N. A partir das curvas S-N ele mostrou que a vida em fadiga decresce quando a amplitude de tensão aplicada aumenta. Ele também concluiu que o material pode ser levado à falha devido a ciclos repetidos de tensões, mesmo para valores inferiores a tensão de ruptura. Além disso, ele mostrou que, no caso do aço, existia um valor mínimo da amplitude de tensão abaixo do qual o material não rompia independentemente do número de ciclos de carga aplicados. Este fenômeno caracteriza o limite de fadiga (SCHÜTZ, 1996; BRANCO et al, 1999).

Wöhler também discutiu a necessidade de fatores de segurança para o projeto da vida em fadiga. Além disso, observou que a ruptura por fadiga ocorria em regiões de mudança de seção da peça, como consequência de uma distribuição irregular de tensões nestas regiões. Fez também algumas observações sobre o fenômeno de propagação de trincas (SCHÜTZ, 1996).

Em 1910 o americano O. H. Basquin descreveu as curvas S-N pela simples fórmula:

$$\sigma_a = C \cdot N_f^m \quad (3.1)$$

onde σ_a é a tensão aplicada, N_f o número de ciclos para a falha e C e m são constantes do material. Basquin apresenta alguns valores numéricos para C e m , fundamentados nos testes feitos por Wöhler (SCHÜTZ, 1996).

O fenômeno da propagação instável de trincas foi estudado pela primeira vez em 1920, com o trabalho de Griffith sobre o valor teórico e experimental da tensão de fratura de um sólido frágil (fibras de vidro). Estes estudos são considerados a base da Mecânica da fratura.

As hipóteses de acumulação de dano para determinação da vida em fadiga de componentes solicitados por cargas variáveis foram investigadas pela primeira vez em 1924 pelo sueco Palmgren. Em 1945 o americano Miner propôs a regra do dano acumulado, conhecida hoje como a regra de Palmgren-Miner.

Um número considerável de desastres se sucedeu durante a Segunda Guerra Mundial com os navios *Liberty*. Dos cerca de 2700 navios produzidos pelos Estados Unidos durante a Guerra, aproximadamente 400 fraturaram-se, sendo que alguns fraturaram completamente em duas partes (ver figura 3.1).

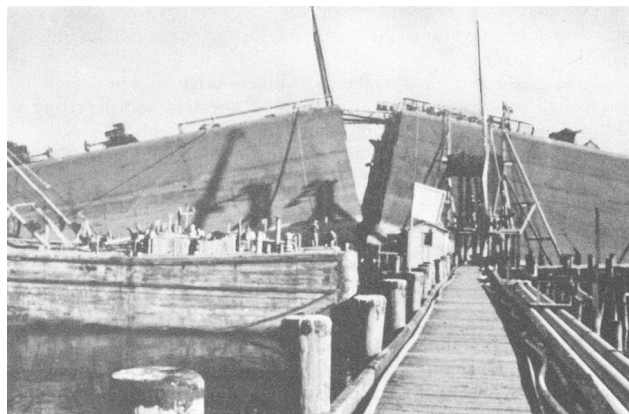


Figura 3.1– Fotografia de um dos navios Liberty fraturado
Fonte: Barson, 1987, p. 04

Investigações revelaram que as causas das falhas nos navios eram: trincas nas regiões soldadas; baixa tenacidade do aço empregado nos navios e regiões geometricamente

favoráveis à concentração de tensões. Devido a esse episódio, novas pesquisas foram feitas e em 1948, Irwin e Orowan propuseram modificações para a teoria de Griffith. Irwin estendeu aquela teoria aos metais e desenvolveu o conceito de fator de intensidade de tensão, K (GODEFROID, 1995 e SCHÜTZ, 1996). A partir daí começou a serem estabelecidos os fundamentos da Mecânica da Fratura Linear Elástica – MFLE.

Após a Segunda Guerra, novos desastres aconteceram por problemas de fadiga, sendo bem conhecidos os ocorridos com os aviões *Comet* entre 1953 e 1954; com um F-111 em 1969 e mais recentemente com um Boeing 737 em 1988 (SCHÜTZ, 1996).

Entre os anos 1950 e 1960, Coffin e Manson reconheceram a importância da deformação plástica no processo de fadiga e estabeleceram um procedimento para o estudo dessa em termos da correlação entre a deformação plástica e o número de ciclos para a ruptura, conhecidas como relações Coffin-Manson ou curvas ε - N (amplitude de deformação *versus* número de ciclos). Introduziram também o conceito de fadiga de baixo ciclo - LCF (*low-cycle fatigue*) ou fadiga oligocíclica, empregado para componentes que raramente ultrapassam a frequência de 10000 (dez mil) ciclos (GODEGROID, 1995; SCHÜTZ, 1996).

Em 1960, Paris e Erdogan desenvolveram a base da análise de propagação de trinca. A Lei de Paris, como assim é comumente referida na literatura, foi a primeira relação obtida entre a taxa de propagação de trinca por fadiga, da/dN , e a amplitude do fator de intensidade de tensão, ΔK .

“Nas últimas quatro décadas, os avanços tecnológicos (microscopia eletrônica, laser, raios-X, etc) permitiram estudos mais detalhados nas propriedades microscópicas e metalúrgicas dos materiais e suas influências em macro escala. Os efeitos ambientais, processos de fabricação, carregamentos complexos (aleatórios e multiaxiais), materiais diversos, análise estatística e probabilística, dentre outros têm sido pesquisados, de forma a melhorar os modelos para o estudo da fadiga” (FERREIRA, 2002).

O conhecimento detalhado da história da fadiga pode ser encontrado em SCHÜTZ (1996).

3.3 Formação de trincas por fadiga

Pode-se considerar que o mecanismo da fadiga compreende os seguintes estágios sucessivos: nucleação ou iniciação da trinca de fadiga, propagação dessa trinca e ruptura final (falha).

A fratura por fadiga sempre se inicia com uma pequena trinca (microtrinca) nucleada em singularidades que se encontram na superfície do material, visto que aí a concentração de tensões é máxima ou logo abaixo da mesma, onde os cristais do metal encontram-se mais unidos, e estão, portanto mais sujeitos à ocorrência de deformação plástica sob tensão. Tais singularidades podem ser riscos, mudanças bruscas de seção, inclusões etc. Além disso, as microtrincas podem estar presentes como resultados dos processos de soldagem, tratamento térmico ou conformação mecânica. Assim, o primeiro estágio do processo, correspondente em média a 90% da vida de um componente, fica caracterizado pela nucleação e crescimento microscópico da trinca, sem alterações visíveis de microestrutura.

Devido a aplicações repetidas de tensão, a trinca aumenta de tamanho até atingir proporções macroscópicas, constituindo o segundo estágio do processo. A taxa de crescimento da trinca aumenta rapidamente, atingindo um valor crítico no qual o componente estrutural não é mais capaz de suportar as cargas aplicadas, conduzindo este à ruptura final, o que caracteriza o terceiro estágio do processo.

A existência e extensão desses estágios dependem das condições da carga aplicada, geometria do componente estrutural, dimensão do defeito pré-existente, propriedades mecânicas do material etc. Com relação à fase de propagação de trincas, alguns parâmetros exercem maior influência sobre essa, tais como o tipo de material e tratamento térmico, meio ambiente, limiar de propagação da trinca, história de carga, tensão média, frequência, espessura, tenacidade e deformação plástica.

Com base em hipóteses experimentalmente confirmadas, a trinca de fadiga se propaga inicialmente a um ângulo de 45° relativamente à direção da solicitação conforme representado na figura 3.2. Quando a trinca atinge uma determinada dimensão, ela muda de direção e passa a se propagar segundo uma linha perpendicular à direção da maior tensão (BRANCO et al, 1999).

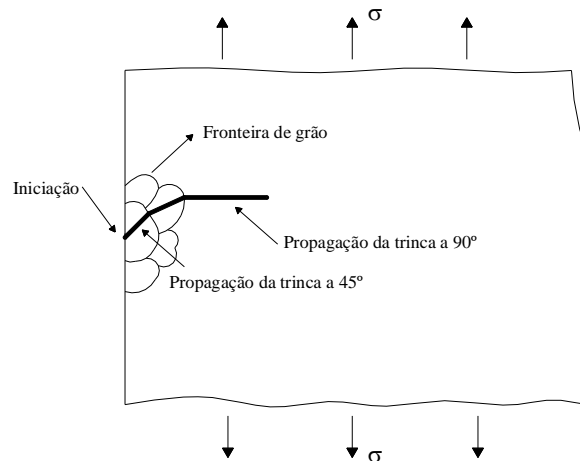


Figura 3.2 – Ângulos de propagação da trinca

3.4 Solicitações de fadiga

3.4.1 Introdução

As solicitações de fadiga podem variar entre valores constantes de tensão (ou deformação) máxima e mínima, caracterizando um carregamento com amplitude constante, ou apresentar distribuições aleatórias, caracterizando um carregamento com amplitude variável.

A maior parte dos resultados de ensaios clássicos de fadiga é obtida sob condições de carga de amplitude constante do tipo senoidal (figura 3.3), pois são mais fáceis de serem realizados e não exigem equipamento sofisticado, e como tal, o seu uso na definição de curvas de projeto do tipo S-N só será, em rigor, válido no caso de construções sujeitas em serviço a espectros de carga senoidais de amplitude constante.

3.4.2 Carregamentos com amplitude constante

Os fatores que têm maior influência sobre a fadiga são a amplitude de tensão (ou deformação), o valor médio da tensão e o número de ciclos de carregamento. Conforme o valor médio da tensão (ver figura 3.3), esta é designada alternada pura (ou simétrica - com valor médio igual a zero), repetidas (um dos valores mínimo ou máximo é igual a zero) e flutuantes (ou onduladas - com todos os valores não nulos). Na figura 3.3, R é a razão da tensão mínima pela tensão máxima.

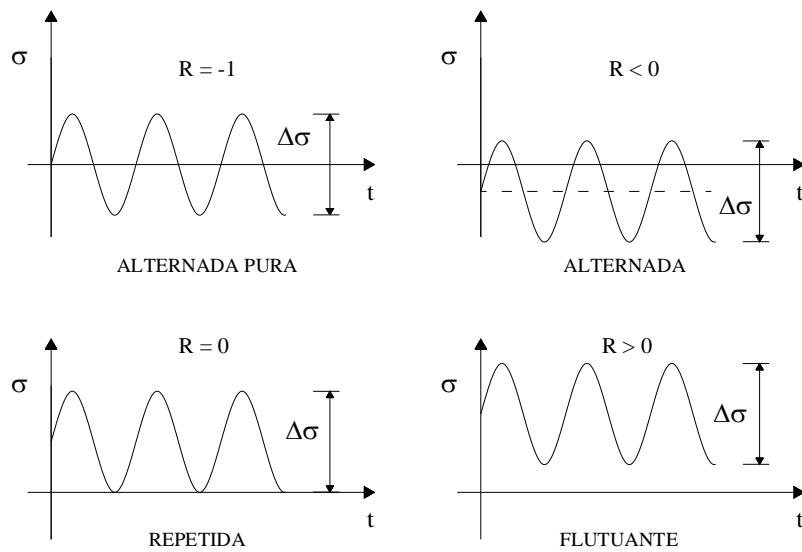


Figura 3.3 – Ciclos de carregamento

Para as solicitações cíclicas de tensão ou deformação a simbologia utilizada está representada na figura 3.4 e tabela 3.1, onde $\sigma_{m\acute{a}x.}$ e $\sigma_{m\acute{i}n.}$ são respectivamente, as tensões máximas e mínimas do ciclo de tensões.

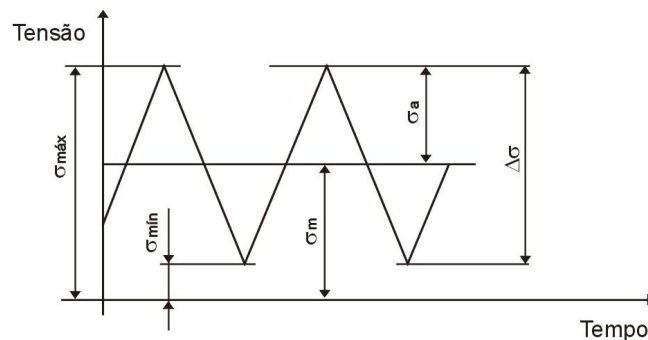


Figura 3.4 – Terminologia usada em carregamentos com amplitude constante

Tabela 3.1– Fatores que influenciam na fadiga

	Tensão	Deformação
Tensão (ou deformação) Média	$\sigma_m = \frac{(\sigma_{m\acute{a}x.} + \sigma_{m\acute{i}n.})}{2}$	$\epsilon_m = \frac{(\epsilon_{m\acute{a}x.} + \epsilon_{m\acute{i}n.})}{2}$
Amplitude de tensão (ou deformação)	$\sigma_a = \frac{(\sigma_{m\acute{a}x.} - \sigma_{m\acute{i}n.})}{2}$	$\epsilon_a = \frac{(\epsilon_{m\acute{a}x.} - \epsilon_{m\acute{i}n.})}{2}$
Intervalo de tensão (ou deformação)	$\Delta\sigma = \sigma_{m\acute{a}x.} - \sigma_{m\acute{i}n.}$	$\Delta\epsilon = \epsilon_{m\acute{a}x.} - \epsilon_{m\acute{i}n.}$
Razão média de tensão (ou deformação)	$R = \frac{\sigma_{m\acute{i}n.}}{\sigma_{m\acute{a}x.}}$	$R = \frac{\epsilon_{m\acute{i}n.}}{\epsilon_{m\acute{a}x.}}$

3.4.3 Carregamentos com amplitude variável

Em alguns tipos de estruturas, os espectros de carga a que as mesmas estão sujeitas em serviço não são em geral simples, podendo as cargas de serviço variar de um modo mais ou menos aleatório conforme apresentado na figura 3.5, não sendo possível utilizar diretamente as curvas S-N. Assim, para que se possa empregar esta metodologia para um espectro de carga de amplitude variável é necessário utilizar um método de contagem que permita distinguir eventos discretos dentro do espectro de carga, e a aplicação de uma regra de acúmulo de danos para determinação da vida em fadiga.



Figura 3.5 – Carregamento com amplitude variável

3.4.3.1 Danos por fadiga

Quando um corpo de prova é sujeito a um número de ciclos de sollicitação inferior ao número necessário para causar a ruptura para essa sollicitação, é intuitivo que embora não tenha fraturado, sofreu um dano, ou seja, sofreu deterioração da sua resistência. Pode pôr-se a questão de saber qual o número de ciclos de outra sollicitação a que o corpo de prova poderia ainda resistir. Este número é certamente menor que a vida à fadiga para essa sollicitação, pois o corpo de prova já se encontra danificado. Os danos por fadiga vão se acumulando até ocorrer a sua fratura.

O processo de deterioração de um material por fadiga é representado esquematicamente na figura 3.6, sendo que o dano por fadiga, D , é nulo para o material no estado inicial e igual à unidade para a ruptura completa, e podendo variar em uma forma linear ou não linear ao longo da vida do material.

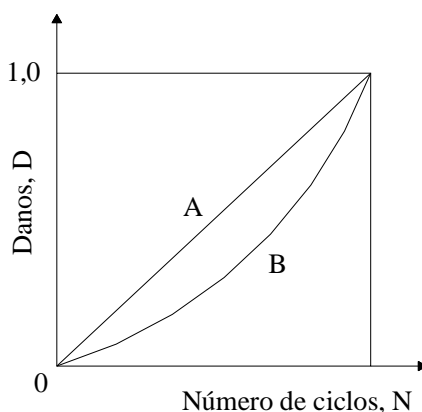


Figura 3.6 – Representação esquemática dos danos de fadiga no decurso de um ensaio de fadiga
Fonte: Adaptação de Branco et al, 1999, p. 388.

Os danos por fadiga podem ocorrer sob cargas de amplitude constante ou variável. Várias teorias de danos acumulados têm sido propostas para avaliar a vida em condições de fadiga de um material. A mais simples delas e a de maior utilização foi proposta por Palmgren em 1924 e Miner em 1945, conhecida como regra de Palmgren-Miner ou simplesmente regra de Miner. Apresenta a vantagem de ser consistente com os

princípios da mecânica da fratura, aplicados ao estudo da propagação de trincas de fadiga sob tensões de amplitude variável.

Miner considerou que o fenômeno dos danos acumulados, ou seja, a deterioração da resistência é proporcional à energia absorvida pelo material. O parâmetro que define isso é a razão de ciclos n_i/N_i . Por exemplo, seja o carregamento aleatório da figura 3.7 (a). Inicialmente faz-se a decomposição do espectro de carga de amplitude variável numa série de espectros parciais (blocos) de amplitude constante, ilustrado na figura 3.7 (b) como σ_1 , σ_2 e σ_3 , aplicadas durante n_1 , n_2 e n_3 ciclos respectivamente. Para a tensão σ_1 têm-se um limite de resistência à fadiga de N_1 ciclos, como ilustrado na figura 3.7 (c). Assim, devido a aplicação deste carregamento, a vida total do material foi reduzida por uma fração de n_1/N_1 . O dano total, D , ocorrido para os m -níveis de tensão, é então expresso por:

$$D = \sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \quad (3.2)$$

onde n_i é o número de ciclos aplicados no i -ésimo nível de tensão; N_i é a vida em fadiga do i -ésimo nível de tensão e corresponde ao número de ciclos até a falha nesse nível. Assim, fica claro que a falha por fadiga corresponde a $D = 1$.

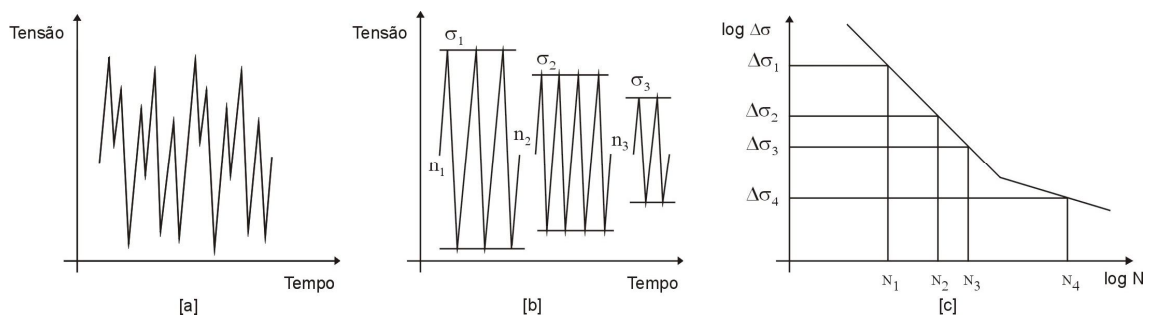


Figura 3.7 – Regra de Palmgren-Miner. Figura (a): carregamento aleatório; figura (b): histórico do carregamento reduzido e figura (c): ciclos para falha (curva S-N)
Adaptado de: Wei Lu, 2003, p.90

A regra de Palmgren-Miner pode não representar a realidade principalmente quando o nível de amplitude for muito alto ou muito baixo, necessitando recorrer nesses casos à

alguma teoria que leve em consideração o dano cumulativo não-linear. Maiores informações sobre essas teorias podem ser encontradas em Collins (1993). Além disso, por se tratar de um processo linear, não leva em consideração o histórico de cargas. Apesar dessas ‘limitações’, esta regra ainda é muito utilizada devida sua praticidade de aplicação e a falta de uma investigação mais profunda do assunto.

3.4.3.2 Métodos de contagem de ciclos

Em carregamentos complexos, com cargas médias variáveis, a identificação dos ciclos é uma tarefa difícil e também, pela falta de um critério, não se sabe com certeza quais ciclos devem ser considerados e definidos para o emprego da regra de Palmgren-Miner.

Para resolver esse problema, métodos de contagem de ciclos são geralmente empregados para reduzir a história do carregamento em uma série de eventos discretos. Dentre os vários métodos propostos na literatura, o mais utilizado é o denominado *Rainflow cycle counting*. Foi originalmente desenvolvido por Matsuishi e Tatsuo Endo no Japão em 1968. Por meio desse é possível determinar o número n e a grandeza S_i das variações de tensão de um espectro real. O registro de tensões é representado na posição vertical, com o sentido do eixo do tempo orientado para baixo (figura 3.8). Assim, este método recebe este nome, pois se faz uma analogia do gráfico com a queda de uma gota de chuva ao longo de uma série de telhados.

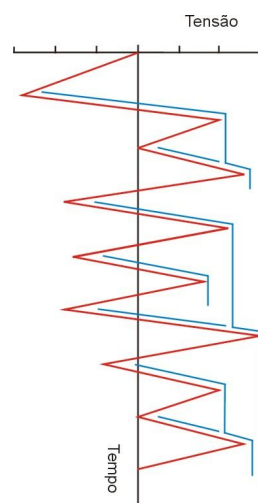


Figura 3.8 – Método “Rainflow”

O procedimento para contagem de ciclos através deste método é normalizado e descrito na norma ASTM E 1049: 85 - Standard Practices for Cycle Counting in Fatigue Analysis, section 3, vol. 03.01.

Diversos algoritmos numéricos baseados no método ‘rainflow’ têm sido implementados. O algoritmo ⁽¹⁾ *Rainflow Counting Method* utilizado neste trabalho foi elaborado por Adam Nieslony, estudante de pós-graduação da Technical University of Opole. Como aplicação do método, seja o sinal de tensão apresentado na figura 3.9 e respectivo histórico de tensões na tabela 3.2.

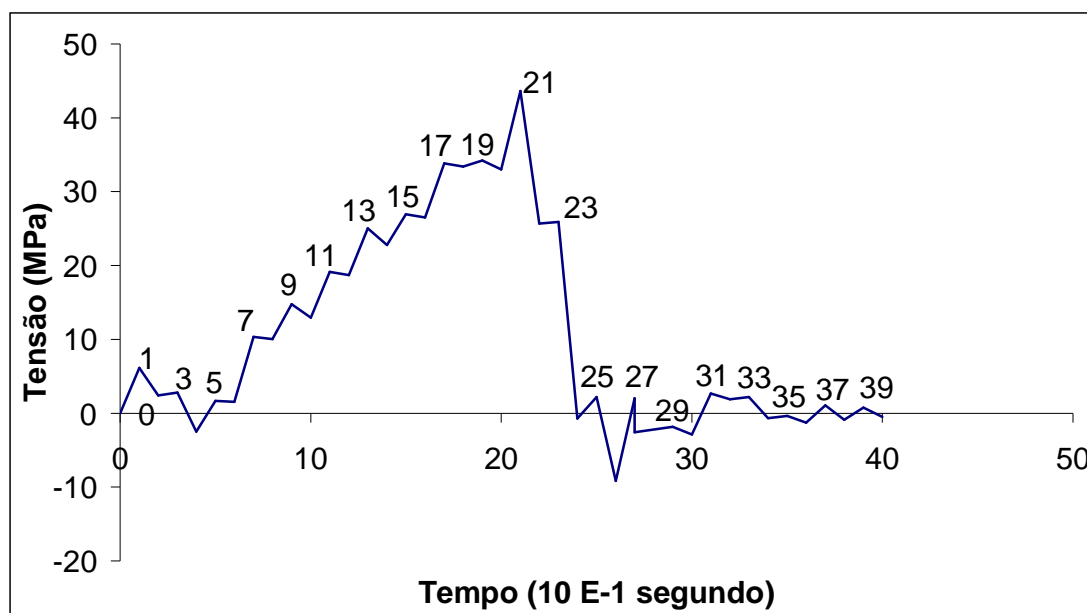


Figura 3.9 – Histórico de tensões definido no tempo
Fonte: Mergulhão et al, 1999, p. 5

¹ Essa “ferramenta” pode ser obtida gratuitamente por meio do web-site da matlab: <http://www.mathworks.com/matlabcentral/fileexchange/loadFile.do?objectId=3026&objectType=FILE>

Tabela 3.2 – Histórico de tensões
Fonte: Mergulhão, 1999, p. 5

Ponto n°	Tensão (MPa)	Ponto n°	Tensão (MPa)	Ponto n°	Tensão (MPa)	Ponto n°	Tensão (MPa)
1	6,14	11	19,12	21	43,63	31	2,67
2	2,42	12	18,71	22	25,68	32	1,88
3	2,8	13	25,05	23	25,89	33	2,21
4	-2,51	14	22,76	24	-0,73	34	-0,66
5	1,69	15	26,93	25	2,19	35	-0,36
6	1,54	16	26,51	26	-9,17	36	-1,29
7	10,36	17	33,82	27	2,04	37	1,08
8	10,02	18	33,4	28	-2,57	38	-0,9
9	14,74	19	34,24	29	-1,82	39	0,74
10	12,92	20	32,99	30	-2,9	40	-0,51

O algoritmo fornece como saída de dados o gráfico do histórico de tensões com a contagem dos ciclos ilustrada (figura 3.10) e uma tabela (tabela 3.3) com a quantidade de ciclos e respectivas amplitudes e tensão média de cada ciclo.

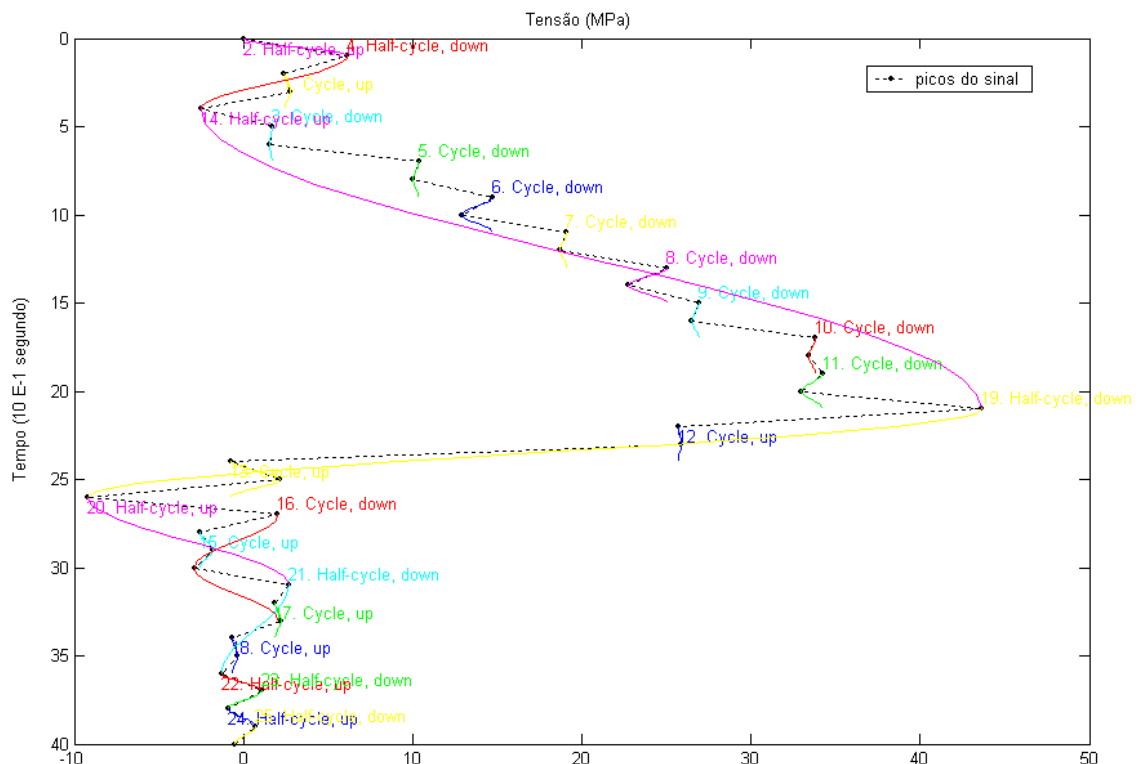


Figura 3.10 – Saída de dados do programa: contagem de ciclos

Tabela 3.3 – Saída de dados do programa: variação de tensão *versus* quantidade de ciclos

Ciclos	Amplitude (MPa)	Média (MPa)	Tipo de ciclo (*)
1	0,380	2,610	1,000
2	6,140	3,070	0,500
3	0,150	1,615	1,000
4	8,650	1,815	0,500
5	0,340	10,190	1,000
6	1,820	13,830	1,000
7	0,410	18,915	1,000
8	2,290	23,905	1,000
9	0,420	26,720	1,000
10	0,420	33,610	1,000
11	1,250	33,615	1,000
12	0,210	25,785	1,000
13	2,920	0,730	1,000
14	46,140	20,560	0,500
15	0,750	-2,195	1,000
16	4,940	-0,430	1,000
17	0,330	2,045	1,000
18	0,300	-0,510	1,000
19	52,800	17,230	0,500
20	11,840	-3,250	0,500
21	3,960	0,690	0,500
22	2,370	-0,105	0,500
23	1,980	0,090	0,500
24	1,640	-0,080	0,500
25	1,250	0,115	0,500
* (1,000) significa um ciclo e (0,500) meio ciclo			

3.5 Métodos para previsão da vida em fadiga

3.5.1 Introdução

Os três métodos mais usados para estudar e prever a fadiga são a abordagem baseada em ciclos de tensão (curvas S-N), a abordagem baseada em ciclos de deformação (curvas ϵ -N) e a moderna abordagem pela Mecânica da Fratura. Essas metodologias se diferenciam com base na iniciação e propagação da trinca, que é intrínseco à filosofia de projeto adotada, a saber, filosofias de vida segura e danos toleráveis.

As filosofias de ‘Vida segura’ e ‘Colapso controlado’ tratam do estudo da fase de iniciação de trincas e correspondem às curvas S-N e as curvas ε -N, que visam determinar a vida de componentes antes que ocorra a falha propriamente dita. Já as filosofias de ‘Danos Toleráveis’ tratam do estudo da propagação de trincas, visando determinar a vida residual de componentes já trincados. As filosofias de danos toleráveis são objeto de estudo da Mecânica da Fratura, baseadas, sobretudo no conhecimento de leis de propagação de trincas (FERREIRA, 2002). Outros pormenores dessas filosofias são dados no capítulo 5.

As metodologias de fadiga ainda são classificadas com base no número de ciclos de tensão ou deformação. Assim, a fadiga é dita de baixo ciclo (LCF, *low-cycle fatigue*) com fratura ocorrendo em menos de 10^4 a 10^5 ciclos para tensão e deformação predominantemente plásticas. A fadiga é de alto ciclo (HCF, *high-cycle fatigue*) quando o número de ciclos até a fratura ultrapassa uma faixa de 10^4 a 10^5 ciclos, com tensão nominal atuante geralmente elástica (PASTOUKHOW et al, 1995).

3.5.2 Fadiga baseada em ciclos de tensão – Curvas S-N

A metodologia S-N, também denominada fadiga controlada por tensões cíclicas ou fadiga de alto ciclo (FAC), é a ferramenta indicada para estimar a vida do componente quando os níveis de tensão e deformação estão dentro do limite elástico do material que o constitui, e o número de ciclos necessário para a falha é elevado (LOPES, 2006).

A metodologia S-N compara a iniciação de trincas por fadiga de componentes reais com os dados obtidos para corpos de prova padronizados. Estes dados são representados por meio de gráficos, denominados ‘curvas de Wöhler’ ou curvas S-N (stress – number of cycles), em termos da amplitude de tensão aplicada ($S = \sigma_a$) em função do número de ciclos para a ruptura (N – designado por alguns autores como N_f). As curvas S-N também são comumente representadas pela tensão máxima $\sigma_{m\acute{a}x.}$, conforme representado na figura 3.11, ou pela variação de tensão, $\Delta\sigma$, conforme representado na figura 3.12.

A curva ‘S-N’ básica é obtida quando a tensão média, σ_m , é zero; isto é, a tensão mínima é compressiva com $|\sigma_{\min}| = \sigma_{\max}$ e a razão de carregamento $R = -1$.

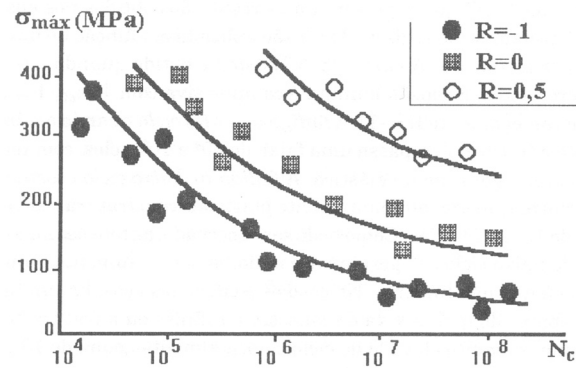


Figura 3.11 – Curvas típicas “S-N”. $R = -1$ corresponde à curva básica
Fonte: Pastoukhov, Voorwald, 1995, p. 116.

Verifica-se experimentalmente que nos aços há um limite de tensão (ponto ‘3’ da figura 3.12) abaixo do qual a amostra tem, teoricamente, uma vida infinita ou a fratura ocorre após um número muito elevado de ciclos. A curva S-N apresenta um patamar ou aproxima-se assintoticamente de um valor denominado Limite de Resistência à Fadiga (*Endurance Limit* ou *cut-off limit*), σ_e , ou limite de fadiga. Para materiais onde esse valor não é bem definido convencionou-se que o limite à fadiga corresponde a uma vida de 10^7 ou 10^8 ciclos.

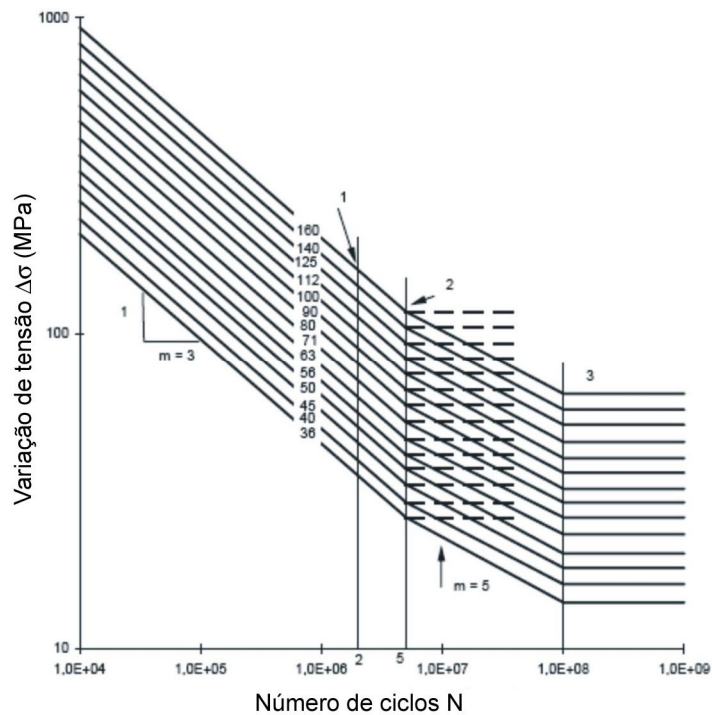


Figura 3.12 – Curva “S-N”: número de ciclos *versus* variação de tensão
Fonte: Adaptação de Eurocode, 2005, p. 15.

3.5.3 Fadiga baseada em ciclos de deformação – Curvas ϵ -N

A metodologia ϵ -N é utilizada fundamentalmente para solucionar os casos de fadiga de baixo-ciclo por considerar os efeitos elastoplásticos. Entretanto, por ser mais geral que a metodologia S-N, pode também ser utilizado em problemas de fadiga de alto ciclo, fornecendo resultados um pouco mais precisos.

Por não se tratar de um método muito usual em algumas normas de cálculo, não será dado muita ênfase neste assunto, tratando este apenas como nível introdutório. O conhecimento detalhado dos ciclos de deformação pode ser encontrado em Branco (1999).

No método ϵ -N ou de Coffin-Manson os eventos elastoplásticos induzidos pelo carregamento no ponto crítico do componente são quantificados, ao contrário do método S-N (FERREIRA, 2002).

Como no caso do S-N, o método ϵ -N também só se aplica ao dimensionamento à fadiga de componentes não trincados. Por considerar os efeitos elastoplásticos, é mais adequado ao dimensionamento em fadiga de baixo ciclo. Esse é um método moderno, que vem sendo indicado por instituições tradicionais como a SAE (*Society of Automotive Engineers*) e ASTM, mas que possui pontos controvertidos e incertezas ainda não completamente resolvidos pela comunidade científica tais como correta contagem dos ciclos, influência da ordem do carregamento etc, além de ser de difícil implementação computacional (FERREIRA, 2002).

3.5.4 Mecânica da Fratura

Os procedimentos descritos no item anterior – métodos S-N e ϵ -N, não levam em consideração detalhes do modo de falha, nem a existência e crescimento de imperfeições iniciais no material, mas tentam determinar a vida em fadiga em termos de tensão aplicada, deformação, tensão principal etc., tendo sua validade restrita ao instante em que uma trinca é nucleada. Assim, essas teorias não mais descrevem o comportamento do material, e a previsão da vida em fadiga pode ser obtida com aplicação da mecânica da fratura.

Pelo fato de quantificar a propagação de trincas, a mecânica da fratura pode ser utilizada não só no controle de qualidade, mas também na fase de projeto e verificação. Além disso, a mecânica da fratura procura estabelecer relações quantificadas entre solicitações aplicadas, dimensões de defeitos e propriedades do material, com vista a caracterizar a ocorrência de fraturas (BRANCO et al, 1999).

São essencialmente duas as aplicações da Mecânica da fratura em situações práticas:

- a) Avaliação da importância e significado de defeitos que, pode estar relacionada com decidir se um defeito detectado durante a fabricação ou em serviço

necessita ou não de reparação. Exigi-se para isso, o conhecimento da tenacidade do material, propriedade que caracteriza a resistência à propagação de trincas.

b) Comparação da tenacidade de diferentes materiais.

A mecânica da fratura pode ser agrupada nas categorias lineares e não-lineares. O ramo da Mecânica da Fratura que será aplicado a um determinado problema obviamente depende do comportamento do material.

3.5.4.1 Mecânica da fratura linear elástica – MFLE

Na MFLE, admite-se a validade de todas as habituais hipóteses simplificadoras da mecânica dos meios contínuos, designadamente isotropia e linearidade. É baseada no conceito de fator de intensidade de tensão K . Sob certas condições, a propagação da trinca de fadiga pode ser caracterizada por esse fator. Considerando uma trinca que cresça sob a ação de uma amplitude de tensão cíclica constante, uma zona de deformação plástica se forma na sua ponta e, à medida que se propaga, essa trinca deixa uma região com deformação plástica adjacente às suas faces conforme representado na figura 3.13.

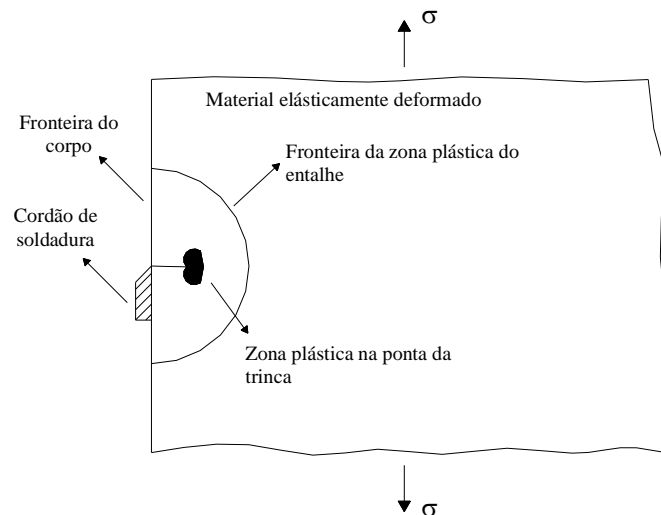


Figura 3.13 – Representação esquemática das zonas de plastificação no entalhe e na ponta da trinca

Se a zona plástica é de dimensões reduzidas (menor que as dimensões da trinca e de todo o corpo trincado) e está contida numa região elástica, ou seja, se para além da zona

plástica desenvolvida na ponta da trinca, nos restantes pontos do material as tensões estão no domínio elástico, a MFLE pode ser aplicada e as condições na ponta da trinca são definidas unicamente pelo valor do fator de intensidade de tensão atuante, K , e a taxa de propagação de trinca é caracterizada pelos valores de K correspondentes às tensões mínimas e máximas, $K_{\text{mín.}}$ e $K_{\text{máx.}}$.

O uso de K resulta da sua capacidade para descrever rigorosamente o estado de tensão na vizinhança de uma trinca (ver figura 3.14). De uma forma geral, o estado de tensões de um corpo trincado pode ser descrito como:

$$\sigma_{ij} = \frac{K}{\sqrt{2 \cdot \pi \cdot r}} f_{ij}(\theta) \quad (3.3)$$

onde σ_{ij} são as componentes do tensor de tensões, K é o fator de intensidade de tensões, r e θ são as coordenadas de um ponto genérico à frente da trinca, com a origem na ponta da trinca e $f_{ij}(\theta)$ uma função do ângulo θ .

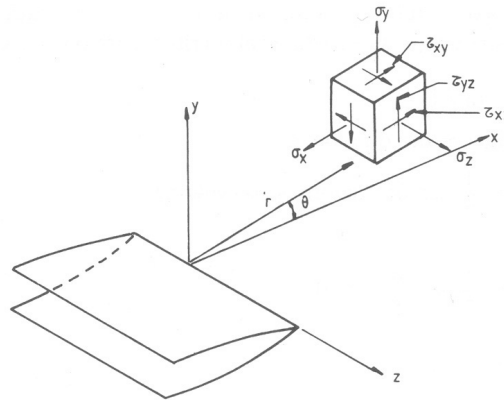


Figura 3.14 – Estado de tensão na vizinhança da extremidade de uma fenda
Fonte: Branco et al, 1999, p. 24

Com relação ao fator de intensidade de tensão, K , existem várias técnicas (analíticas, numéricas e experimentais) para a sua determinação. Entre os métodos numéricos, destaca-se o método dos elementos finitos, cujos fundamentos estão fora do âmbito deste trabalho, os quais podem ser encontrados nas referências (ZIENKIEWICZ, 1977; FENNER, 1973; OWEN, 1980). Os leitores interessados nos métodos experimentais

podem consultar as referências (CARTWRIGHT e ROOKE, 1975; PACKER, 1981). Mais referências sobre as várias técnicas podem ser encontradas em Branco et al (1999).

A formulação analítica do fator de intensidade de tensões deve-se a Westergaard e Irwin. O problema consiste na determinação do estado de tensão na vizinhança da extremidade de uma trinca de comprimento $2a$, existente numa placa infinita solicitada pela tensão σ , conforme está representado na figura 3.15.

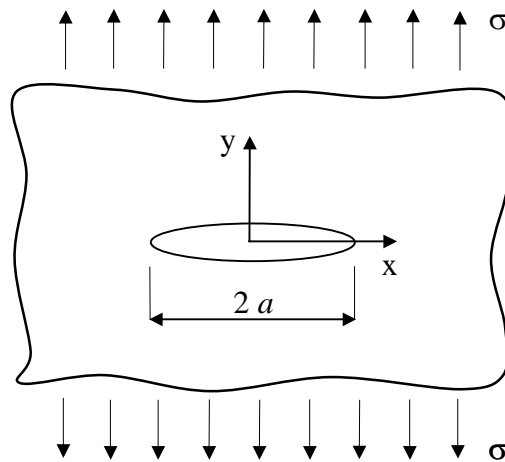


Figura 3.15 – Placa com trinca central de comprimento $2a$, solicitada pela tensão σ

Para essa configuração, K é dado pela equação:

$$K = Y \cdot \sigma \cdot \sqrt{\pi \cdot a} \quad (3.4)$$

onde: a é uma dimensão característica da trinca, σ a tensão nominal aplicada e Y um fator adimensional que é função da geometria do material e da trinca. O fator K depende principalmente dos modos geométricos de trinca representados na figura 3.16.

No modo I diz-se que a trinca é de abertura ou de tração normal. As superfícies da trinca são separadas por forças normais ao plano da trinca. No modo II a trinca é de cisalhamento plano, pois ocorre um deslizamento das superfícies da trinca sob forças

normais à frente da trinca. No modo III, a trinca é de cisalhamento anti-plano, pois o deslizamento das superfícies da trinca ocorre sob forças paralelas à frente da trinca.

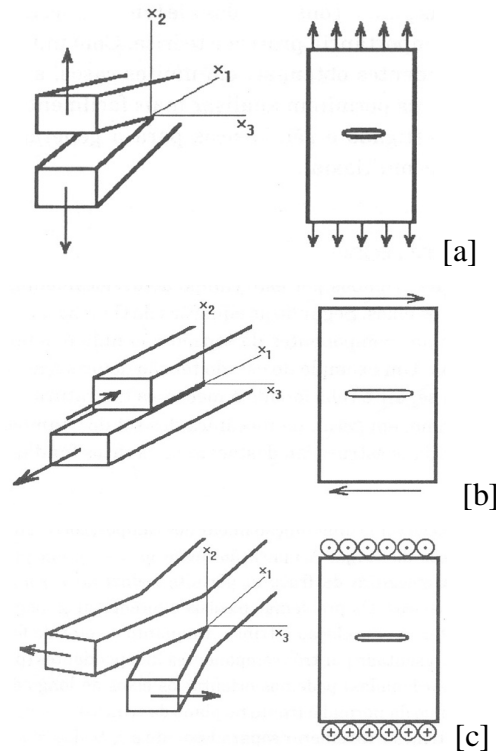


Figura 3.16 – Modos principais de trinca: (a) Modo I ou de tração normal, (b) Modo II ou de cisalhamento plano e (c) Modo III ou de cisalhamento anti-plano.

Fonte: Adaptação de Pastoukhov, Voorwald, 1995, p. 42.

Sob certas condições, a propagação da trinca de fadiga, pode ser caracterizada pelo fator de intensidade de tensão, K , relacionando-se a taxa de propagação de trinca (da/dN), e a amplitude do fator de intensidade de tensão, ΔK , em cada ciclo de carga. Essas relações são obtidas principalmente das correlações de dados experimentais (habitualmente representados como a figura 3.17, em coordenadas logarítmicas), e muitas são da forma:

$$\frac{da}{dN} \propto f(\sigma, a) \quad (3.5)$$

em que f é uma função contínua de ΔK .

Experimentalmente a curva que relaciona da/dN com ΔK em ensaios a amplitude de tensão constante num ciclo pulsante ($R=0$), é representada esquematicamente como na figura 3.17.

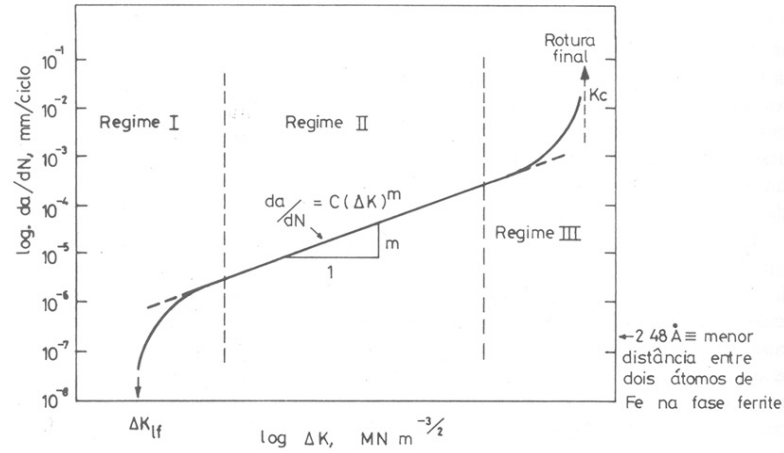


Figura 3.17 – Representação esquemática da variação da velocidade de propagação da fenda da/dN em função de ΔK no caso geral dos aços, apresentando-se os diferentes regimes de mecanismos de fissuração.

Fonte: Branco et al, 1999, p. 216.

A curva representada na figura 3.18 apresenta três regiões distintas. Na região I (Regime I), é possível definir um valor de ΔK abaixo do qual não ocorrerá propagação de trinca. A esse valor de ΔK denomina-se fator de propagação limite ou fator de intensidade de tensão limite, ΔK_{lf} (designado na literatura anglo-saxônica por ΔK_{th} , de 'threshold'). A região II é traduzida por uma relação linear entre $\log da/dN$ e $\log \Delta K$ é efetivamente dada pela Lei de Paris:

$$\frac{da}{dN} = C(\Delta K)^m \quad (3.6)$$

onde: C e m são constantes do material variando com a tensão média, frequência, meio ambiente e temperatura e ΔK é a amplitude do fator de intensidade de tensão dada por:

$$\Delta K = K_{m\acute{a}x.} - K_{m\acute{i}n.} \quad (3.7)$$

onde $K_{\text{máx.}}$ e $K_{\text{mín.}}$ são, respectivamente, os valores máximo e mínimo de K no ciclo de carregamento.

Na região III, correspondente à propagação instável da trinca, o valor do fator de intensidade de tensão máximo, $K_{\text{máx.}}$, se aproxima do valor crítico (também denominado “tenacidade à fratura”) K_c , levando a falha da estrutura.

4 COMPORTAMENTO À FADIGA DE LIGAÇÕES SOLDADAS DE AÇO EM ESTRUTURAS TUBULARES

4.1 Introdução

Numa estrutura soldada pode surgir defeitos, sejam produzidos durante a execução das soldagens ou iniciados por fadiga ou corrosão. Para além das dificuldades de detecção e caracterização dos defeitos, surge outra dificuldade, que é a de determinar se o defeito é ou não aceitável.

A verificação da resistência das ligações à fadiga é importante, pois ela pode ser muito menor do que a resistência em relação às cargas estáticas.

O comportamento à fadiga das ligações soldadas pode ser afetado por muitos parâmetros, tais como geometria da junta, material de base e material da soldagem, defeitos de soldagem e gravidade desses defeitos (posição e orientação na soldagem), nível e distribuição das tensões aplicadas e tensões residuais, tensão média do ciclo e meio ambiente.

A influência da solda pode ser entendida por meio da figura 4.1, que compara a resistência à fadiga de um elemento plano e uma ligação soldada, ambas de mesmo material e submetidas ao mesmo carregamento. Neste exemplo o limite à fadiga da ligação soldada é a décima parte do componente plano.

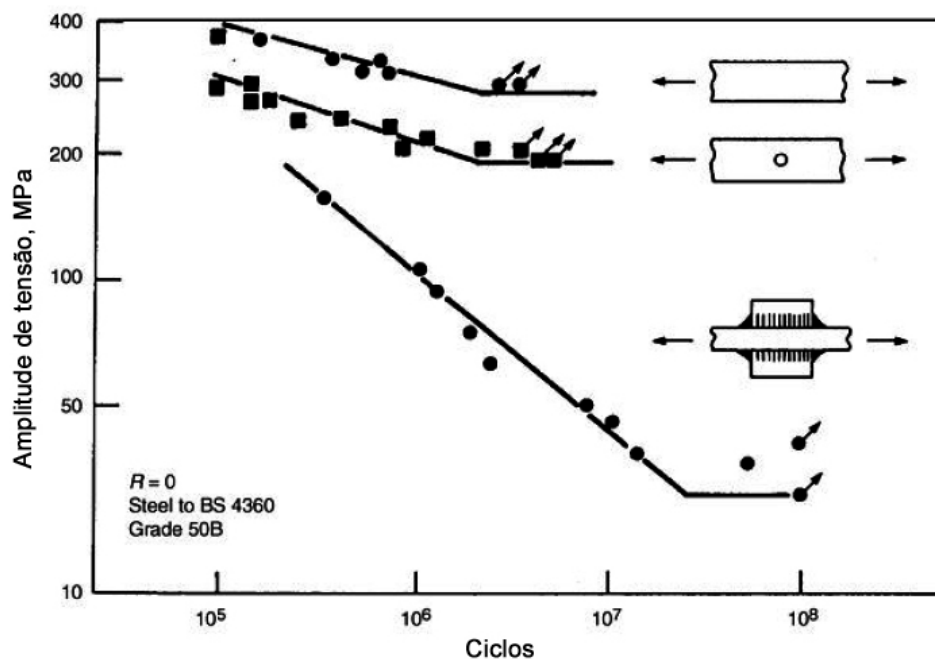


Figura 4.1 -Comparação do comportamento à fadiga de uma ligação soldada e um elemento plano.
Fonte: Adaptação de ASM, 1998

Ainda nas ligações soldadas, a iniciação e propagação das trincas de fadiga são bastante facilitadas pelo cordão de soldagem ou por defeitos de soldagem. O cordão de solda provoca uma descontinuidade geométrica - zona em que a concentração de tensões é elevada. Em qualquer dos casos – cordão ou defeitos de solda -, existe sempre uma intensificação de tensões localizada e a trinca de fadiga irá se iniciar na zona em que as tensões sejam máximas, desde que a amplitude dessas tensões e o número de ciclos de aplicação da carga sejam suficientemente elevados.

4.2 Nomenclatura e classificação das ligações tubulares soldadas

As estruturas tubulares são constituídas por perfis de seções circulares – circular hollow sections (CHS) ou retangulares – rectangular hollow sections (RHS), convenientemente soldados.

As ligações tubulares planas podem ter as mais variadas configurações dependendo de como são feitas as ligações dos montantes (dispostos perpendicularmente ao banzo) e/ou diagonais (dispostas obliquamente ao banzo) com o banzo. As ligações das

diagonais e/ou montantes podem se dar com o banzo por soldagem simples ou por sobreposição. Podem ser identificadas pelas letras do alfabeto, a que se assemelham. Deste modo surgem as ligações K, T, KT, N, X e Y conforme representado na figura 4.2.

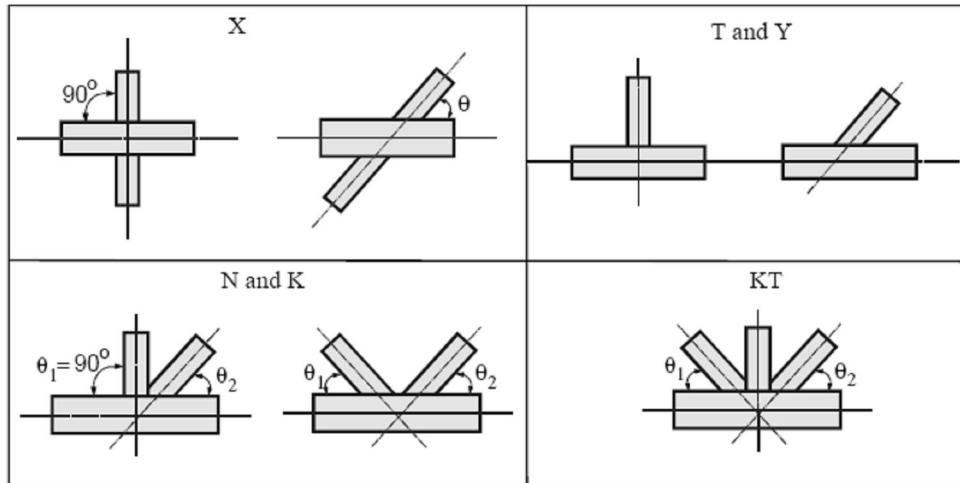


Figura 4.2 – Tipos de ligação
Fonte: Wardenier, CIDECT, 2000

Nas estruturas tubulares existem algumas variáveis geométricas, representadas na figura 4.3, que fazem variar a tensão máxima na junta e que influenciam a resistência à fadiga, tais como:

- a) d_i = diâmetro exterior do perfil circular (é representado por b_i no caso do perfil retangular)
- b) g = ‘gap’ – vão entre os elementos soldados
- c) ‘overlap’ – sobreposição entre os elementos soldados ($\text{overlap} = q/p \times 100\%$)
- d) e = excentricidade entre a linha de centro do banzo e o prolongamento da linha central das diagonais/montante
- e) distância entre nós contínuos
- f) e a geometria do cordão

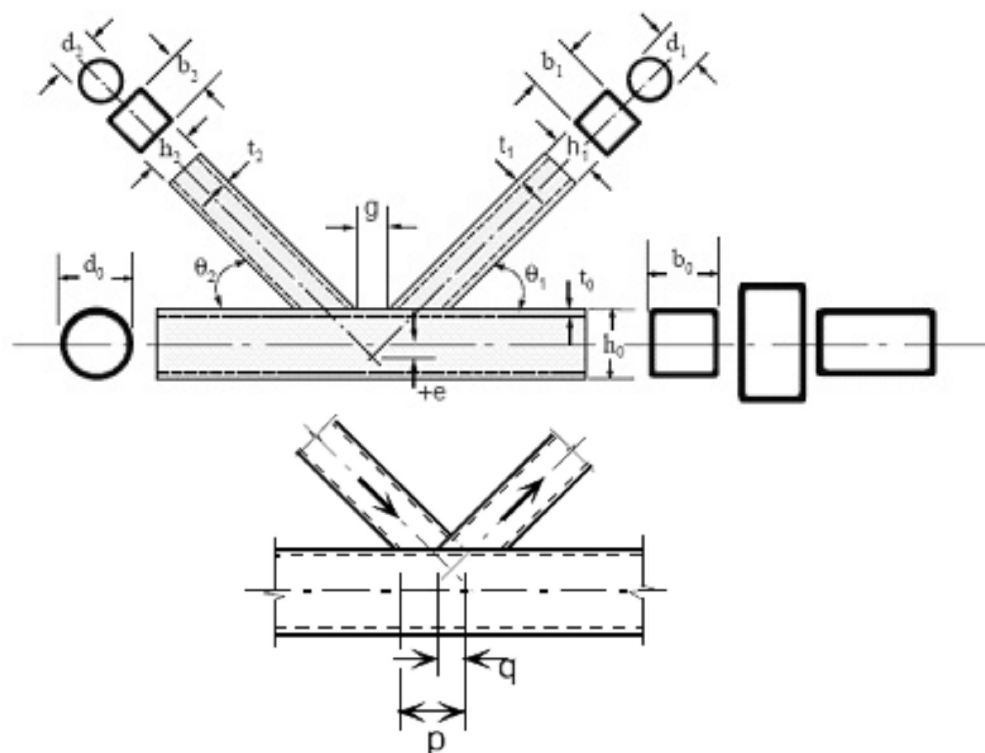


Figura 4.3 – Variáveis geométricas
Fonte: Wardenier, CIDECT, 2000.

4.3 Tipos de tensões nas ligações tubulares

Podem ocorrer diferentes tipos de tensões nas ligações tubulares: tensões nominais, tensões geométricas e tensões de entalhe, tensões de pico e tensões de corte de arrombamento.

As tensões nominais (*nominal stress*) são calculadas na estrutura no regime elástico, aplicando a teoria de resistência dos materiais, portanto, não levam em conta os efeitos localizados de ordem geométrica ou de concentração de tensões. Deste modo as tensões nominais existirão em pontos suficientemente afastados das ligações conforme ilustrado na figura 4.4.

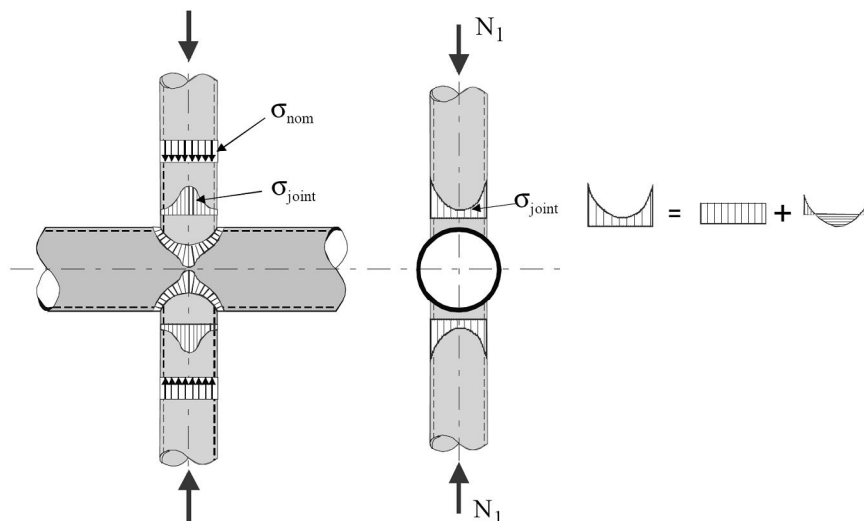


Figura 4.4 – Distribuição das tensões em uma junta “X” de perfis tubulares circulares
Fonte: Adaptação de Wardenier, CIDECT, 2000, p.8.13.

As tensões de pico ou tensões críticas segundo o código AWS (2008) são as máximas tensões na superfície exterior do pé do cordão de soldagem (no lado das diagonais e/ou no lado do banzo), que faz a ligação dos elementos do nó conforme representado na figura 4.4. Alguns códigos e/ou normas utilizam esta tensão de cálculo como tensão de projeto à fadiga. Na figura 4.5 indica-se, esquematicamente, o diagrama da distribuição de tensões na superfície exterior do banzo, mostrando a definição de tensão crítica.

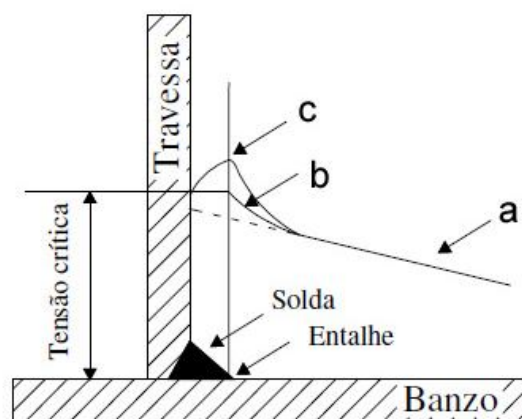


Figura 4.5 – Diagrama de distribuição de tensões
Na figura os trechos ‘a’, ‘b’ e ‘c’ correspondem respectivamente à distribuição da tensão nominal; distribuição de tensões com efeito da compatibilidade geométrica no nó (excluindo o efeito de entalhe do cordão) e distribuição real de tensões incluindo o efeito de entalhe do cordão.

As tensões geométricas (*geometric stress* ou *hot spot stress*) são devidas à necessidade de manter compatibilidade geométrica entre tubos de uma ligação sob a ação das cargas aplicadas. É o caso, por exemplo, de tensões que surgem numa ligação composta de travessas e diagonais de rigidez diferentes. Como uma barra se deforma mais que a outra surge essas tensões devido à necessidade de manter o contato da ligação (BRANCO et al, 1999).

As tensões de entalhe são devidas, exclusivamente, ao efeito geométrico de concentração de tensões do cordão de solda. A tensão de punção (*punching shear stress*), V_p , ilustrada de forma esquemática na figura 4.6, ocorre na periferia da junta, entre o banzo e a diagonal.

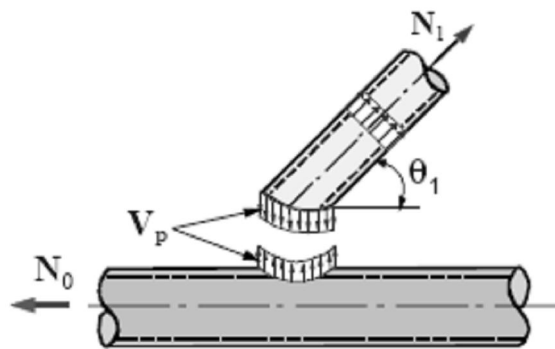


Figura 4.6 – Tensão de punção
Fonte: Adaptação de Wardenier, CIDECT, 2000, p.8.14.

5 CÓDIGOS E ESPECIFICAÇÕES DE PROJETO PARA VERIFICAÇÃO À FADIGA DE PERFIS TUBULARES

5.1 Introdução

No que concerne ao dimensionamento à fadiga de estruturas metálicas, esse já está registrado em normas, especificações e códigos de vários países. Exemplo disso são os códigos europeus Eurocode 3 (2005) e BS 5400 (1980), as normas norte-americanas AWS D1.1 (2008) e AISC 360-05 (2005), a norma brasileira NBR 8800 (2008) e as especificações do CIDECT (2000).

Em se tratando de dimensionamento de ligações de estruturas tubulares, as normas BS 5400 (1980), AISC 360-05 (2005) e NBR 8800 (2008) remetem por vezes a outro código. Maiores detalhes serão vistos no item 5.6 deste capítulo.

Essas normas adotam um ou dois métodos de cálculo, a saber: o método das Tensões Admissíveis e o método dos Estados Limites. O dimensionamento utilizando tensões admissíveis se originou dos desenvolvimentos da Resistência dos materiais em regime elástico. É um método de base determinística em que é usado apenas um coeficiente de segurança para minoração da tensão resistida pelo material.

O método dos estados limites é um método de dimensionamento de base semi-probabilística no qual o desempenho de uma estrutura é verificado para várias condições, para todas as combinações apropriadas de ações. Neste método são utilizados diferentes coeficientes de ponderação, que são aplicados tanto sobre as solicitações quanto sobre a resistência dos materiais. Pode ser interpretado como um conjunto de critérios onde são definidos limites acima dos quais um elemento estrutural não mais poderá ser utilizado (Estados Limites de Utilização ou Serviço) e limites acima dos quais um elemento estrutural é considerado inseguro (Estados Limites Últimos).

5.2 Descrição dos métodos para avaliação da vida útil à fadiga

Vários métodos, fundamentados em formas diferentes de avaliação, têm sido desenvolvidos para determinar a resistência à fadiga de ligações soldadas de perfis tubulares:

- a) Método baseado na tensão geométrica (hot spot stress ou geometric stress);
- b) Método baseado na tensão nominal (classification method);
- c) Método da ruptura por punção (punching shear);
- d) Método baseado na mecânica da fratura (fracture mechanics).

Cada norma contempla um ou mais desses métodos. Neste trabalho serão discutidos apenas os métodos baseados na tensão nominal e tensão geométrica, baseados no conceito tradicional de resistência à fadiga expressa pelas curvas 'S-N'. A apresentação detalhada dos outros métodos pode ser encontrada em MARSHALL (1992) e WARDENIER (1982).

5.2.1 Método baseado na tensão geométrica (*hot spot stress method*)

As ligações de estruturas de perfis tubulares são geralmente feitas de forma direta, por meio de solda, principalmente quando se deseja uma construção mais econômica. Em tais ligações, a rigidez em torno da interseção dos perfis não é uniforme, resultando numa distribuição de tensões geométricas também não uniforme conforme ilustra a figura 5.1. A tensão geométrica é a máxima tensão que ocorre na ligação, em pontos onde as trincas se iniciam. Em se tratando de estruturas soldadas, isto ocorre na base do cordão de solda. Além disso, o tipo de carregamento (axial, flexão no plano, flexão fora do plano) e de ligação (tipo e geometria) exercem influência na tensão geométrica.

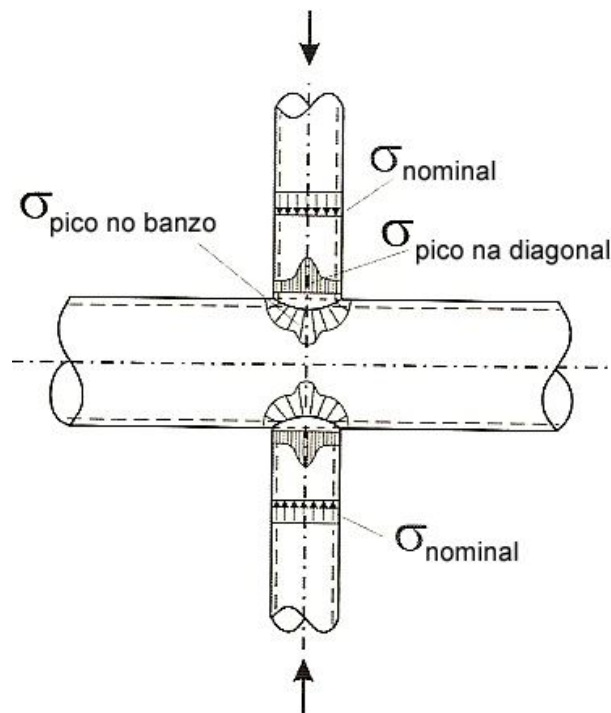


Figura 5.1 - Distribuição das tensões geométricas em uma ligação “X”
Fonte: Adaptação de CIDECT 8, 2000.

5.2.2 Método baseado na tensão nominal (‘classification method’)

Método simples de ser aplicado, no qual os valores de tensão nas estruturas são calculados sem levar em conta os efeitos de descontinuidades estruturais. Baseia-se na classificação das ligações ou tipo de solda em categorias de detalhes. Cada norma oferece um conjunto de curvas S-N, associadas a esses detalhes (tipo de perfil, ligação, solda etc.) representados graficamente permitindo a escolha adequada das curvas. Cada categoria é representada por um número, que corresponde a um valor de tensão para 2 milhões de ciclos.

5.2.3 Filosofias de projeto

Cada uma das metodologias citadas nos itens anteriores está associada a uma filosofia de projeto - citado anteriormente no capítulo 3 - conforme resumido na tabela 5.1, a saber, filosofia de vida segura, colapso controlado e Danos Toleráveis.

Tabela 5.1 – Metodologia em associação com filosofia de projeto

Metodologia de projeto	Dado de interesse	Filosofia de projeto associada
Ciclos de tensão ('Stress-life')	Curva S-N	Vida segura ('Safe-life, infinite – life')
Ciclos de deformação ('Strain-life')	Curva ϵ -N	Colapso controlado ('Safe-life, finite-life' ou 'fail-safe')
Mecânica da fratura	da/dN e K	Danos toleráveis ('Damage tolerant')

Segundo BRANCO et al (1999), as normas de dimensionamento adotam uma ou mais dessas filosofias para o cálculo da vida à fadiga. A filosofia de vida segura trata do estudo da fase de iniciação de trincas, que visa determinar a vida de componentes antes que ocorra a falha propriamente dita. Segundo o Eurocode 3 (2005), esta filosofia deve proporcionar um nível aceitável de confiabilidade de que a estrutura irá ter um desempenho satisfatório para a vida de projeto sem a necessidade de inspeções periódicas. Ainda de acordo com o Eurocode 3 (2005), este método deve ser aplicado nos casos em que a formação de trincas em um componente poderia levar rapidamente ao fracasso o elemento estrutural ou toda a estrutura.

De acordo com o ESDEP, a filosofia de colapso controlado é baseada no conceito de que quando um elemento estrutural apresentar um defeito, a estrutura restante deverá ter resistência suficiente, de tal forma que essa continue a trabalhar satisfatoriamente até que esse defeito seja detectado e reparado. Esse conceito implica que inspeções periódicas da estrutura são necessárias e que os elementos estruturais devem ser organizados de forma a facilitar esta inspeção. Em áreas onde isso não for possível, os elementos devem ser superdimensionados para que não ocorra à formação de trincas de fadiga ou o crescimento dessas trincas seja tão lento que não leve a falha da estrutura.

A filosofia de danos toleráveis se assemelha bastante à filosofia de colapso controlado. Segundo o Eurocode 3 (2005), esta filosofia deve proporcionar um nível aceitável de confiabilidade de que a estrutura irá ter um desempenho satisfatório para a vida de

projeto, desde que um regime de inspeção e manutenção para detectar danos de fadiga seja aplicado em toda a vida de projeto da estrutura.

5.3 Especificações do CIDECT

Durante a industrialização da Europa no século XIX, os processos de fabricação do aço e produtos siderúrgicos desenvolviam em um ritmo crescente. Isto tornou possível a produção industrial do clássico aço laminado, a começar nas formas I, L e U culminando nas formas circulares de perfis tubulares. Foi, no entanto, apenas na segunda metade do século XX que os fabricantes de aço dominaram a produção de seções quadrada e retangular de perfis tubulares (DUTTA, 1996).

No início dos anos sessenta, os processos industriais de fabricação das estruturas tubulares estavam sendo aperfeiçoados e a tecnologia para utilização destes perfis em todos os campos precisava avançar. O esforço necessário para melhorar esta etapa foi gigantesco e procurou-se explorar as propriedades do material e elemento estrutural. A tarefa, que era determinar as cargas de vento, resistência à corrosão e ao fogo, resistência à fadiga das ligações soldadas e a estabilidade local e global orientaram para o caminho adequado para os processos de fabricação e montagem. O conhecimento adquirido precisava ser disseminado. Esta situação conduziu ao estabelecimento do CIDECT (‘Comité International pour le Développement et L’Étude de la Construction Tubulaire’) em 1962 como uma associação internacional de fabricantes de perfis tubulares com base em Genebra. Isso alavancou os esforços mundiais na investigação e aplicação dos perfis tubulares (DUTTA, 1996).

O CIDECT então produziu diversas publicações (‘Design Guide’ – disponíveis no site do CIDECT: www.cidect.com) em relação ao dimensionamento estático de perfis tubulares. Os estudos em relação à fadiga foram iniciados nos anos setenta até culminar na publicação do volume 8, específico para a verificação à fadiga de perfis tubulares circulares e retangulares. Finalmente os esforços do CIDECT foram bem sucedidos com a aceitação de suas recomendações de projeto para perfis tubulares pelo Eurocode 3.

O CIDECT 8 discute dois métodos para determinar a resistência à fadiga de estruturas tubulares - método da classificação e método da tensão hot-spot, que serão discutidos nos itens a seguir.

5.3.1 Método da classificação

A metodologia para uso deste método segundo o CIDECT 8 (2000) é resumida nos itens a seguir:

- 1) Determinar a categoria de detalhe: tipo de ligação e geometria;
- 2) Determinar a faixa de tensão nominal usando a teoria elástica;
- 3) Determinar o número de ciclos admissível por meio das curvas S-N, que relaciona a faixa de tensão nominal determinada e a categoria de detalhe correspondente.

A aplicação deste método é limitada a tipos de ligação tubular (ligações simples e vigas treliçadas) e parâmetros dados pela tabela A.1 (anexo A). Para vigas treliçadas, categorias de detalhes são disponíveis somente para ligações tipo K e N uniplanares, mas os parâmetros são muito limitados. Uma grande variação no comportamento a fadiga pode ocorrer para ligações de mesma categoria, o que pode resultar em uma considerável variação na vida a fadiga (van Wingerde et al. [1997b] apud CIDECT 8 [2000]).

Categoria de detalhe

As categorias de detalhes para o método da classificação são listadas na tabela A1 do anexo A. Para o caso de ligações de vigas treliçadas, a razão de espessura (t_0/t_1) tem um grande efeito na categoria de detalhe.

A maior desvantagem desse método é inerente ao conservadorismo: ligações com comportamento semelhante, com uma grande faixa de resistência à fadiga são agrupados numa mesma categoria. Por segurança, a menor resistência a fadiga deve ser usada para determinar a classe do grupo.

Faixa de tensão nominal

Para vigas treliçadas e todos os sistemas de treliça (planar e tridimensional), força axial e momento fletor nas barras podem ser determinados assumindo na análise estrutural continuidade do banzo e diagonais rotuladas. Isso produz força axial nas diagonais e força axial e momento fletor no banzo. Esta modelagem é particularmente apropriada para cargas móveis ao longo do banzo de estruturas tais como guindastes e pontes. Para esse tipo de análise, a tensão nominal nas barras pode ser determinada para tensão devido à carga axial e tensão devido à flexão no plano pelas equações 5.1 e 5.2, respectivamente.

$$\sigma_{n,ax} = MF \cdot \frac{P_{ax}}{A} \quad (5.1)$$

$$\sigma_{n,ipb} = \frac{M_{ipb}}{W_{ipb}} \quad (5.2)$$

onde $\sigma_{n,ax}$ é a tensão nominal devido à carga axial P_{ax} na barra; MF é um fator de majoração das cargas axiais, que leva em conta os momentos devido a efeitos secundários, tais como os ocasionados pela rigidez da ligação de vigas treliçadas; $\sigma_{n,ipb}$ é a tensão nominal devido à flexão no plano (in plane bending) e M_{ipb} e W_{ipb} são respectivamente o momento fletor no plano e o módulo elástico da seção.

O CIDECT 8 recomenda para MF os valores dados pelas tabelas 5.2 e 5.3 para ligações em vigas treliçadas compostas por perfis circulares e retangulares respectivamente.

Tabela 5.2 - Fator de majoração que leva em conta momentos secundários em ligações de perfis circulares em vigas treliçadas

Fonte: CIDECT 8, 2000

Type of joint		Chords	Braces (vertical members)	Braces (diagonal members)
Gap joints	K	1,5	-	1,3
	N		1,8	1,4
Overlap joints	K		-	1,2
	N		1,65	1,25

Tabela 5.3 - Fator de majoração que leva em conta momentos secundários em ligações de perfis retangulares em vigas treliçadas

Fonte: CIDECT 8, 2000

Type of joint		Chords	Braces (vertical members)	Braces (diagonal members)
Gap joints	K	1,5	-	1,5
	N		2,2	1,6
Overlap joints	K		-	1,3
	N		2,0	1,4

Número de ciclos para a falha - N_f

Na figura 5.2, todas as curvas S-N têm uma inclinação de $m=3$ quando N_f é menor que 5×10^6 e uma inclinação de $m=5$ quando N_f está entre 5×10^6 e 10^8 . Na figura 5.3 somente uma inclinação é usada ($m=3$). O CIDECT 8 (2000) recomenda esta curva para a verificação à fadiga de ligações tubulares em vigas treliçadas.

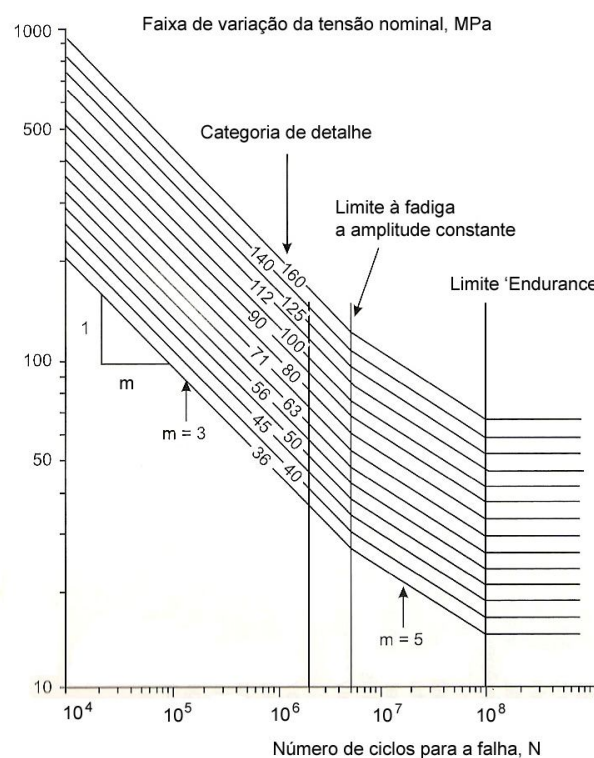


Figura 5.2 – Curvas S-N para conexões simples sob faixa norma de tensão
Fonte: Adaptação de CIDECT 8, 2000

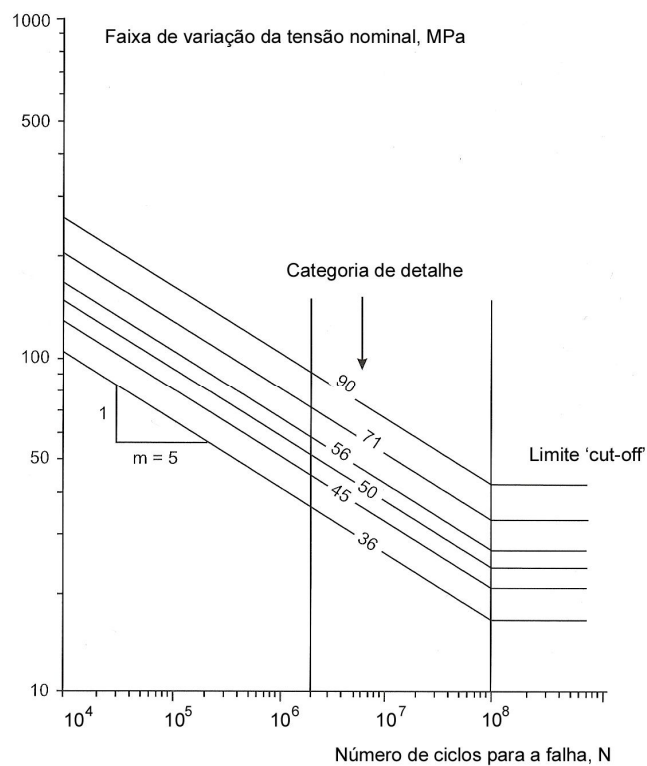


Figura 5.3 – Curvas S-N para ligações tubulares em vigas treliçadas para o método da classificação
Fonte: Adaptação de CIDECT 8, 2000

Os limites de resistência para ligações de vigas treliçadas das curvas da figura 5.3 são dados na tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Limites de resistência à fadiga para ligações de vigas treliçadas
Fonte: CIDECT 8, 2000

Categoria de detalhe (N/mm ²)	Limite (N/mm ²)
90	41
71	32
56	26
50	23
45	20
36	16

5.3.2 Método da tensão geométrica

Tensão geométrica ou tensão ‘hot spot’

A tensão geométrica pode ser obtida da análise por elementos finitos ou por formulações paramétricas. Neste caso, a tensão geométrica, σ_{rhs} , num dado local da ligação sob um determinado caso de carga é o produto da tensão nominal, σ_n , pelo correspondente fator de concentração de tensão (SCF-‘stress concentration factors’), conforme a equação 5.3:

$$(\sigma_{\text{rhs}})_{i,j} = (\text{SCF})_{i,j} \times (\sigma_n)_{i,j} \quad (5.3)$$

onde i é o tipo de barra, diagonal (brace) ou banzo (chord) e j é o tipo de carregamento.

Fator de concentração de tensão – SCF

O SCF pode ser determinado por testes experimentais, simulação por elementos finitos, fórmulas paramétricas ou por gráficos. No caso de estruturas tubulares o CIDECT dispõe de formulações e gráficos para ligações uniplanares (tipo K, T, Y e X) e ligações multiplanares (tipo XX e KK) de perfis circulares e ligações uniplanares (tipo K, T e X) e multiplanares (tipo KK) de perfis retangulares.

Número de ciclos para a falha

A vida à fadiga é determinada segundo o CIDECT (2000) pelo número de ciclos, N_f , para a falha para uma dada tensão geométrica, de acordo com as equações 5.4 e 5.5 (válida somente para amplitude variável) ou pela curva S-N abaixo (figura 5.4), ambos para ligações com perfis tubulares circulares de espessura, t , entre 4 e 50 mm e perfis tubulares retangulares de espessura entre 4 e 16 mm.

$$\text{Para } 10^3 < N_f < 5 \cdot 10^6, \quad \log(N_f) = \frac{12,476 - 3 \cdot \log(\sigma_{\text{rms}})}{1 - 0,18 \cdot \log\left(\frac{16}{t}\right)} \quad (5.4)$$

$$\text{Para } 5 \cdot 10^6 < N_f < 10^8, \quad \log(N_f) = 16,327 - 5 \cdot \log(\sigma_{\text{rms}}) + 2,01 \cdot \log\left(\frac{16}{t}\right) \quad (5.5)$$

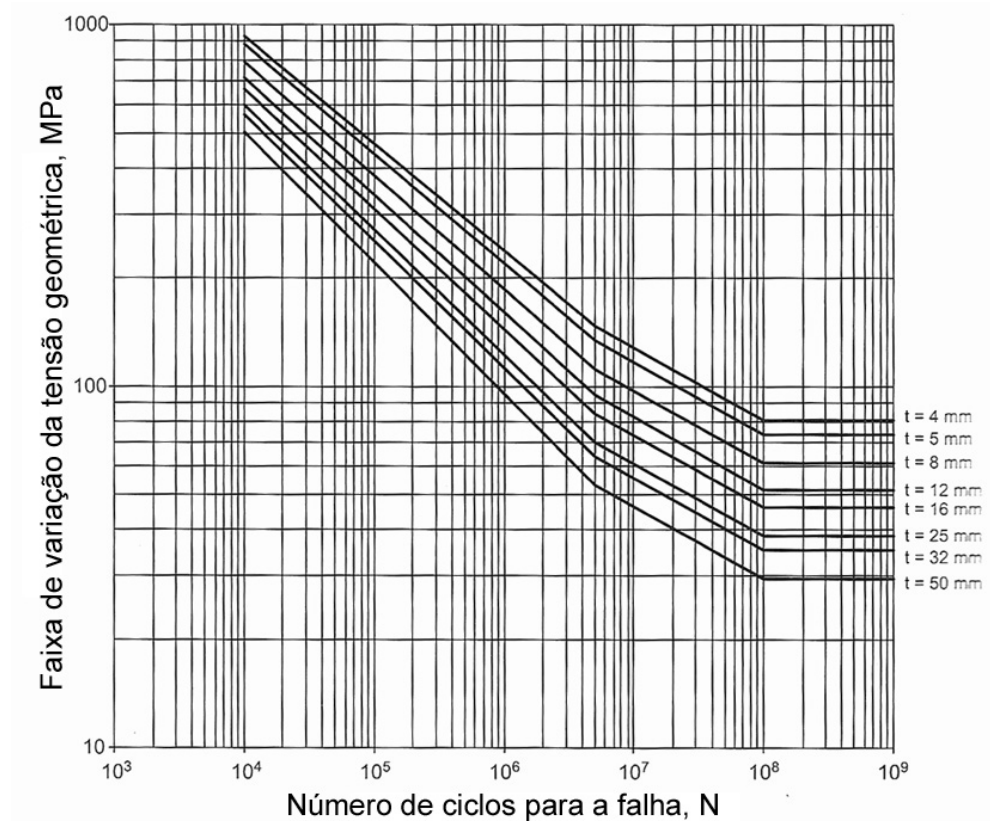


Figura 5.4 – Curvas de resistência à fadiga para o método da tensão geométrica
Fonte: Adaptação de CIDECT 8, 2000

Os valores de Limite à fadiga a amplitude constante e limite ‘cut-off’ são resumidos na tabela 5.5 a seguir.

Tabela 5.5 – Limites de resistência à fadiga para o método da tensão geométrica

Fonte: CIDECT 8, 2000

Tipo de seção	Espessura (mm)	Limite à fadiga a amplitude constante (MPa)	Limite ‘cut-off’ (MPa)
CHS e RHS	4	147	81
	5	134	74
	8	111	61
	12	95	52
	16	84	46
	25	71	39
CHS	32	64	35
	50	53	29

5.4 Eurocode 3 de 2005 – Seção 1-9 : Fadiga

5.4.1 Aplicabilidade

O Eurocode 3 (2005) é um código baseado no método dos Estados Limites que aborda a concepção de estruturas metálicas. Como tal, fatores de segurança parciais são aplicados separadamente às solicitações e resistências dos materiais para obter o nível de segurança exigido.

A seção 1-9 do Eurocode 3 (2005) especifica métodos para previsão da vida em fadiga de barras e ligações. Estes métodos são derivados de testes de fadiga com protótipos em escala real, incluindo efeitos de imperfeições geométricas e estruturais da produção e da execução do material (efeitos das tensões residuais nas soldas, por exemplo) e são baseados na metodologia ‘S-N’ e nos princípios da Mecânica da Fratura. São aplicáveis a todas as classes de aços estruturais, de aços inoxidáveis e de aços ‘sem proteção’, exceto quando a categoria do detalhe não for tabelada. Esta parte aplica-se somente aos materiais que se conformam às exigências de tenacidade do EN 1993-1-10: ‘Selection of materials for fracture toughness and through-thickness properties’.

5.4.2 Fator de segurança parcial

A resistência de fadiga é aplicada às estruturas que operam sob condições atmosféricas normais, com proteção adequada à corrosão (CP – ‘corrosion protection’) e que tenham manutenção regular. Sendo essencialmente um código *onshore*, a avaliação de fadiga não inclui oscilações fluido-induzidas. Além disso, o efeito da corrosão devido à ‘água do mar’ e os danos microestruturais devido à alta temperatura ($> 150\text{ }^{\circ}\text{C}$) também não são assumidos nesta seção.

O Eurocode 3 (2005) recomenda que se aplique um fator de segurança parcial de resistência à fadiga, γ_{Mf} , às tensões. Este fator depende do tipo de filosofia adotada no projeto (danos toleráveis ou vida garantida segundo esse código), e do nível de consequência de falha. Para o projeto à fadiga, o Eurocode 3 (2005) recomenda os fatores dados pela tabela 5.6:

Tabela 5.6 – Fatores de segurança parcial γ_{Mf}

Filosofia de projeto	Consequência da falha	
	Baixa	Alta
Danos toleráveis	1,00	1,15
Vida garantida	1,15	1,35

5.4.3 Resistência à fadiga e curvas S-N

A resistência à fadiga de elemento estrutural é função de:

- a) Variação de tensão aplicada, $\Delta\sigma$
- b) Classe do detalhe

No Eurocode 3 (2005), as curvas S-N são referidas como ‘fatigue strength curves’. São divididas em dois gráficos, um para tensões normais, que engloba 14 curvas ‘S-N’ com denominações (classe do detalhes) variando entre 36 e 160 MPa (figura 5.5) e outro para tensões de cisalhamento com duas curvas de 80 e 100 MPa.

Detalhes dos parâmetros associados a cada uma das curvas ‘S-N’ são os expostos na tabela A.1, anexo A. No Eurocode 3 (2005), as curvas S-N representam um intervalo de

confiança da vida à fadiga para um dado detalhe de 95%, isto é, 95% dos detalhes de uma categoria não irão falhar com relação à fadiga. Assim cada curva representa aproximadamente a pior condição, ou seja, o detalhe com a mais severa descontinuidade geométrica ou imperfeição.

Na figura 5.5 deve ser dada uma atenção especial a três valores importantes: $\Delta\sigma_C$, que é a categoria de detalhe correspondente a 2 milhões de ciclos; $\Delta\sigma_D$, que é o valor limite de tensão à fadiga para amplitude constante para um dado número de ciclos N_D e $\Delta\sigma_L$ é o limite de tensão, para um dado número de ciclos N_L , abaixo do qual não há contribuição para o acúmulo de danos de fadiga ('Endurance limit').

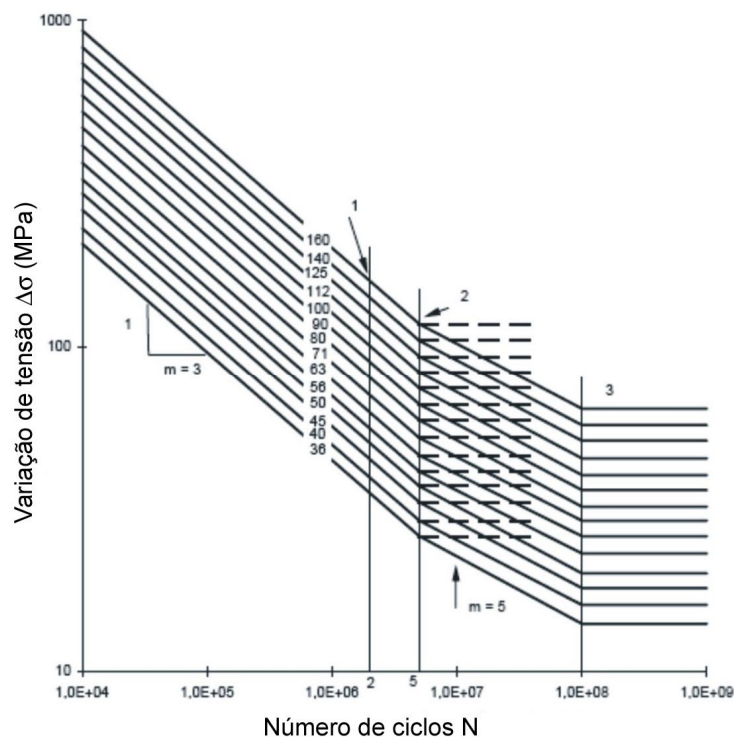


Figura 5.5 – Curvas S-N
Fonte: Adaptação de Eurocode, 2005, p. 15.

5.4.4 Metodologia: método da classificação

De 1980 a 1992 três projetos grandes de pesquisa de avaliação à fadiga de ligações uniplanares e multiplanares em perfis tubulares foram patrocinadas juntamente pelo

CIDECT e a União européia. As investigações foram conduzidas nas universidades e centros de pesquisas de Delft, Karlsruhe, Liège, Nottingham e Paris. O método da classificação derivado destas pesquisas foi recomendado pelo Eurocode 3 para o projeto de tais ligações sob o carregamento à fadiga (DUTTA, 1996).

O método da classificação é simples de ser utilizado. As etapas para o cálculo da vida útil à fadiga são basicamente as seguintes: escolha da categoria de detalhe ($\Delta\sigma_C$); escolha da curva à ser aplicada, cálculo da tensão nominal, σ_n ou tensão geométrica; cálculo de $\Delta\sigma_D$ (valor limite de tensão à fadiga) e $\Delta\sigma_L$ e cálculo do número de ciclos para falha, N_f , por meio da curva S-N da figura 5.5, para a categoria de detalhe correspondente. O cálculo de $\Delta\sigma_D$ e $\Delta\sigma_L$ de acordo com o Eurocode 3, pode ainda ser obtido pelas equações 5.6 e 5.7 respectivamente.

$$\Delta\sigma_D = \left(\frac{2}{5}\right)^{1/3} \Delta\sigma_C = 0,737\Delta\sigma_C \quad (5.6)$$

$$\Delta\sigma_L = \left(\frac{5}{100}\right)^{1/5} \Delta\sigma_D = 0,549\Delta\sigma_D \quad (5.7)$$

O número de ciclos para a falha pode também ser obtido pelas equações 5.8 e 5.9 correspondentes as curvas S-N dadas pela figura 5.5,

$$\text{Se } \gamma_{Ff} \Delta\sigma_n \geq \frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{Mf}}; N_f = 5 \cdot 10^6 \cdot \left[\frac{\Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_n} \right]^3 \quad (5.8)$$

$$\text{Se } \frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{Mf}} > \gamma_{Ff} \Delta\sigma_n \geq \frac{\Delta\sigma_L}{\gamma_{Mf}}; N_f = 5 \cdot 10^6 \cdot \left[\frac{\Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_n} \right]^5 \quad (5.9)$$

onde γ_{Ff} e γ_{Mf} (ver item 5.4.2) são fatores parciais de segurança. O valor de γ_{Ff} recomendado pelo Eurocode 3 (1993) é igual a 1,0 para o caso de fadiga.

Para o caso de carregamentos de amplitude variável deve-se inicialmente utilizar algum método de contagem de ciclos, tais como ‘Rainflow Method’ ou ‘Reservoir Method’ e a regra de Palmgren-Miner.

5.5 ANSI AWS D1.1/D1.1 M 2004: American Welding Society

5.5.1 Exigências gerais

O código AWS contém as exigências para fabricação e montagem de estruturas metálicas soldadas tubulares e não tubulares, com carregamento estático ou cíclico. O código apresenta algumas limitações. Não é aplicável em:

- a) Aços com resistência ao escoamento mínima especificada maior que 690 MPa
- b) Aços com espessuras menores que 3 mm
- c) Reservatórios ou tubulações sob pressão
- d) Metal base à exceção dos aços carbono ou dos aços de baixa liga. Para as estruturas de aços inoxidáveis deve ser aplicada a especificação AWS D1.6, *Structural Welding Code – Stainless Steel*.

5.5.2 Exigências para ligações de perfis tubulares

A ‘seção D’ do ‘capítulo 2’ da AWS contém exigências específicas para o projeto de ligações de perfis tubulares de seção retangular, quadrada e circular, com carregamento estático ou cíclico.

Esta norma pode ser usada em conjunto com os procedimentos estabelecidos pelo Método das Tensões Admissíveis (*Allowable Stress Design - ASD*) ou as estabelecidas pelo Método dos Estados Limites (*Load and Resistance Factors Design – LRFD*) da norma ANSI/AISC 360-05: 2005.

5.5.3 Fadiga

A seção D da AWS contém requisitos específicos para o carregamento de fadiga. A verificação de fadiga implica o conhecimento do número de ciclos de tensão, da amplitude da tensão aplicada e do tipo e localização do detalhe ou junta.

O critério de ruptura da estrutura adotado é a tensão máxima não exceder a tensão admissível dada pela tabela A2 (anexo A) tampouco a amplitude de tensão admissível de fadiga dada pelas curvas ‘S-N’ da figura 5.6.

Esta tabela é uma versão “condensada” que lista para cada tipo de solda (solda de filete – *fillet weld* –, solda de penetração total – *CJP: Complete-joint-penetration groove weld*, solda de penetração parcial – *PJP: Partial-joint-penetration groove weld* etc.) a aplicação desta e a qual tipo de tensão o metal da solda se submeterá. Além disso, é exigido um nível de resistência para o metal da solda.

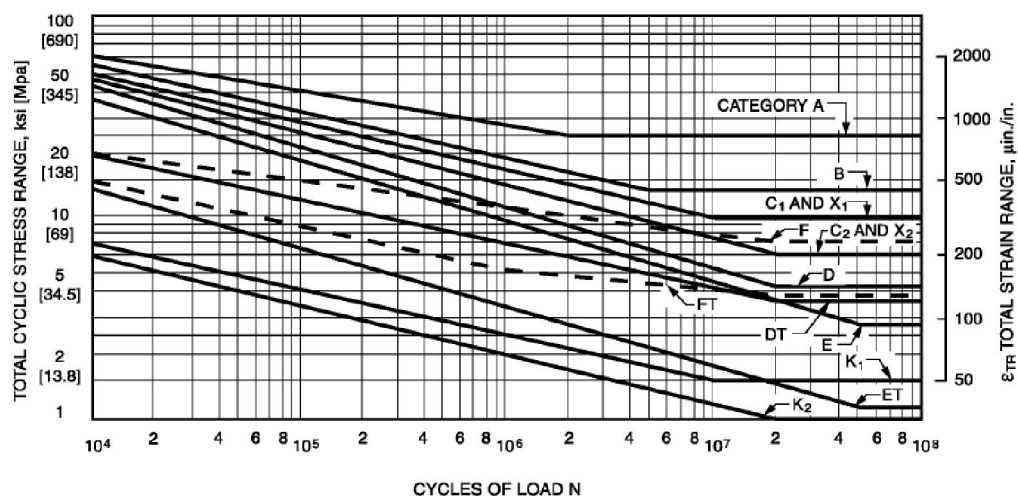


Figura 5.6– Curvas de projeto para as categorias de tensão dadas na tabela A.3 (anexo A) para estruturas tubulares redundantes em serviço na atmosfera
Fonte: AWS D1.1/D1.1M, 2004, p. 48

A filosofia de projeto adotada no código AWS é baseada no conceito de colapso controlado (‘fail safe’), que é baseada no uso de redundância estrutural, e sobretudo no conhecimento de leis de propagação de trincas. A redundância estrutural significa que

um dado componente (ou ligação) que sofreu ruptura possa distribuir a carga suportada para outros componentes (elementos redundantes) por caminhos de carga existentes na estrutura não conduzindo esta imediatamente ao colapso.

Se a solicitação envolver um espectro de tensão de amplitude variável, é aplicada a Regra de Miner, sendo que a relação acumulativa dos danos de fadiga, D , dada pela equação 5.10, deve ser menor ou igual à unidade.

$$D = \sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} = 1 \quad (5.10)$$

onde: n_i é o número de ciclos aplicados no i -ésimo nível de tensão; N_i é a vida de fadiga do i -ésimo nível de tensão e corresponde ao número de ciclos até a falha nesse nível dada pela figura 5.6.

Em aplicações críticas cuja única modalidade de falha seria catastrófica (estruturas não redundantes), D será limitado a um valor fracionário de $1/3$ para fornecer uma margem de segurança adicional.

O tipo e a localização do detalhe são classificados de acordo com a tabela A.3 (anexo A). Nesta tabela as categorias de tensão (A, B, D etc) foram ‘derivadas’ de dados de seções circulares e fornecem somente uma orientação aproximada para seções retangulares. As siglas T, C, B e R dadas nessa tabela para os tipos de tensão correspondem respectivamente à tensões de tração (‘tension’), compressão (‘compression’), flexão (‘bending’) e alternada (‘reversal’).

5.6 NBR 8800: 2008

5.6.1 Aplicabilidade

Os princípios gerais estabelecidos na NBR 8800 aplicam-se às estruturas de edifícios destinados à habitação e aos de usos comercial e industrial e de edifícios públicos, e a

soluções usuais para elementos componentes. Aplicam-se também às estruturas de passarelas de pedestres e a suportes de equipamentos.

Esta norma é baseada no método dos estados limites, portanto para os efeitos desta com relação às condições gerais de projeto, devem ser considerados os estados limites últimos (ELU) e os estados limites de serviço (ELS). Os estados limites últimos estão relacionados com a segurança da estrutura sujeita às combinações mais desfavoráveis de ações previstas em toda a vida útil, durante a construção ou quando atuar uma ação especial ou excepcional. Os estados limites de serviço estão relacionados com o desempenho da estrutura sob condições normais de utilização.

5.6.2 Condições gerais de projeto e dimensionamento

O método dos estados limites utilizado para o dimensionamento de uma estrutura exige que nenhum estado limite aplicável seja excedido quando a estrutura for submetida a todas as combinações apropriadas de ações. Se um ou mais estados limites forem excedidos, a estrutura não atende mais aos objetivos para os quais foi projetada. Além das condições específicas para dimensionamento das estruturas que podem ser feitas por esta norma, outros aspectos de resistência devem ser considerados sob certas condições, dentre os quais se destacam: fadiga, empoçamento, fratura frágil e temperaturas elevadas.

5.6.3 Fadiga

Elementos estruturais de aço e ligações metálicas sujeitas a ações com grande número de ciclos, com variação de tensões no regime elástico cuja frequência e magnitude são suficientes para iniciar trincas e colapso progressivo por fadiga, são projetados segundo as regras enunciadas no anexo K da especificação da NBR 8800:2008. Estas estruturas devem ser dimensionadas para as ações estáticas, de acordo com a seção aplicável e, adicionalmente, devem atender aos requisitos do anexo L.

Algumas prescrições do anexo L não são aplicáveis em parte ou na totalidade a ligações soldadas envolvendo um ou mais perfis tubulares. Recomenda-se, para a verificação dessas ligações à fadiga, a utilização da AWS D1.1 fazendo-se as adaptações necessárias para manter o nível de aceitabilidade previsto na NBR 8800:2008.

5.7 Especificações da AISC 2005 – Apêndice 3 : Projeto de fadiga

5.7.1 Aplicabilidade

Membros ou ligações de estruturas de aço sujeitos a ações com grande número de ciclos, com variação de tensões no regime elástico cuja frequência e magnitude são suficientes para iniciar trincas e colapso progressivo por fadiga, são projetados segundo as regras enunciadas no Apêndice 3 da especificação da AISC.

5.7.2 Generalidades

A especificação da AISC com relação ao projeto de fadiga obedece aos princípios dos estados limites (últimos ou de serviço) e define a iniciação de trincas e colapso progressivo por fadiga como um estado limite.

Quando o estado limite de fadiga é uma consideração do projeto, sua severidade é mais significativamente afetada pelo número de aplicações da carga, pelo valor da amplitude de tensão, e pela severidade das concentrações de tensão associadas com os detalhes particulares.

O cálculo a fadiga é baseado em combinações de ações apropriadas, cujo valor não ultrapasse $0,66 F_y$, onde F_y é a resistência ao escoamento do aço.

Nenhuma verificação de resistência à fadiga é necessária se a faixa de variação de tensões, definida como a magnitude da mudança de tensão devida à aplicação ou remoção das ações variáveis da combinação de ações, for inferior ao limite admissível, F_{TH} , da faixa de variação de tensões.

No geral, membros ou ligações sujeitos a um número de ciclos de aplicação das ações variáveis menor que 2×10^4 não são verificados à fadiga, exceto para os casos que envolvem uma reversão completa do carregamento e para categorias sensíveis de detalhes.

A resistência as ações cíclicas determinada pelos requisitos deste apêndice é aplicável a estruturas com proteção adequada à corrosão (ou sujeitas apenas a atmosfera levemente corrosivas) e estruturas sujeitas a temperaturas inferiores a 150 °C.

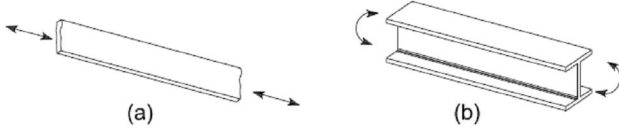
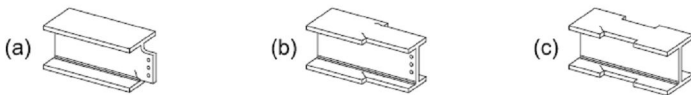
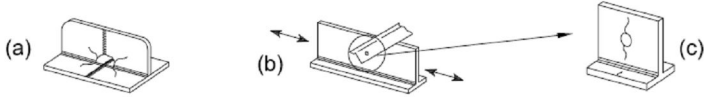
5.7.3 Tensões

O cálculo de tensões deve ser baseado em análise elástica. As tensões não devem ser amplificadas pelos fatores de concentração de tensão devidos a descontinuidades geométricas. No caso de atuação conjunta de força axial e momentos fletores, as máximas tensões normais e de cisalhamento devem ser determinadas considerando todos os esforços solicitantes. A faixa admissível de variação de tensões, F_{SR} , não pode exceder ao valor limite F_{TH} para determinada categoria de detalhe conforme apresentado nas tabelas 5.7 e 5.8.

TABELA 5.7 – Parâmetros de projeto à fadiga
Fonte: AISC, 2005, p. 164

Description	Stress Category	Constant C_f	Threshold F_{TH} ksi (MPa)	Potential Crack Initiation Point
SECTION 1 – PLAIN MATERIAL AWAY FROM ANY WELDING				
1.1 Base metal, except non-coated weathering steel, with rolled or cleaned surface. Flame-cut edges with surface roughness value of 1,000 μ in. (25 μ m) or less, but without reentrant corners.	A	250×10^8	24 (165)	Away from all welds or structural <i>connections</i>
1.2 Non-coated weathering steel base metal with rolled or cleaned surface. Flame-cut edges with surface roughness value of 1,000 μ in. (25 μ m) or less, but without reentrant corners.	B	120×10^8	16 (110)	Away from all welds or structural <i>connections</i>
1.3 Member with drilled or reamed holes. Member with reentrant corners at <i>cope</i> s, cuts, block-outs or other geometrical discontinuities made to requirements of Appendix 3.5, except weld access holes.	B	120×10^8	16 (110)	At any external edge or at hole perimeter
1.4 Rolled cross sections with weld access holes made to requirements of Section J1.6 and Appendix 3.5. Members with drilled or reamed holes containing bolts for attachment of light bracing where there is a small longitudinal component of brace <i>force</i> .	C	44×10^8	10 (69)	At <i>reentrant</i> corner of weld access hole or at any small hole (may contain bolt for minor <i>connections</i>)

TABELA 5.8 – Parâmetros de fadiga – Detalhes
Fonte: AISC, 2005, p. 165

SECTION 1 – PLAIN MATERIAL AWAY FROM ANY WELDING	
1.1 and 1.2	 <p>(a) (b)</p>
1.3	 <p>(a) (b) (c)</p>
1.4	 <p>(a) (b) (c)</p>

6 APLICABILIDADE DOS CÓDIGOS/ NORMAS A DOIS PROJETOS DE ESTRUTURA TUBULAR - ESTUDO DE CASO

6.1 Aplicação 1 – Treliça plana

Descrição da estrutura

A estrutura a seguir é uma treliça uniplanar com ligações do tipo ‘K’. A excentricidade ‘e’ das ligações é zero. O carregamento varia com uma amplitude constante, de um valor zero ao carregamento indicado na figura 6.1. A treliça foi dimensionada para a carga estática de acordo com as prescrições do Eurocode 3 (2002).

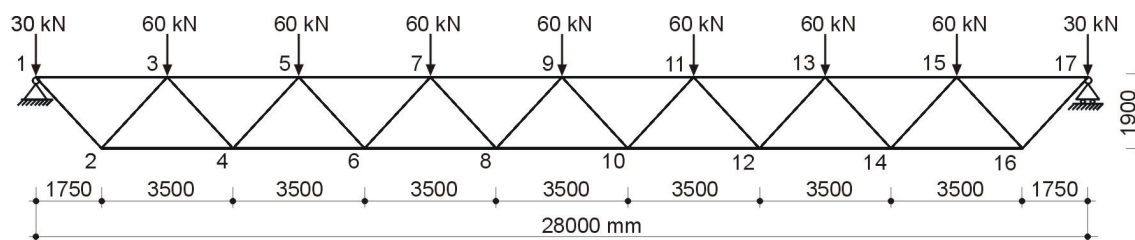


Figura 6.1 - Treliça uniplanar submetida a um carregamento de amplitude constante

A treliça é composta de perfis de seção circular, tanto no banzo quanto diagonais. As propriedades destes são dadas na tabela 6.1.

Problema

Avaliar a vida útil à fadiga da ligação de número 8 da viga treliçada, aplicando o método baseado na tensão geométrica e o método baseado na tensão nominal.

Tabela 6.1– Seções e propriedades geométricas dos perfis

Barra	Seção	Área (mm ²)	Módulo elástico resistente à flexão (mm ³)
Diagonais	CHS 141,3 x 5,6	2370	77400
Banzo	CHS 273,0 x 7,8	6500	419000

6.1.1 Análise pelo método da tensão geométrica

PASSO 1: Cálculo dos parâmetros geométricos

O cálculo dos parâmetros geométricos da treliça é apresentado na tabela 6.2, com respectivas faixas de validação segundo Eurocode 3, (2005). Esses parâmetros são válidos para ligações do tipo 'K', feitas de perfis tubulares (banzo e diagonal), de espessura menor ou igual a 8 mm.

Tabela 6.2 - Parâmetros geométricos e faixa de validação

Parâmetro	Exemplo	Faixa de validação
β (beta)	0,50	$0,25 \leq \beta \leq 1,0$
γ (gama)	17,5	$5 \leq 2\gamma \leq 25$
θ (teta)	47,4°	$35^\circ \leq \theta \leq 50^\circ$
g (gap)	59,3	$g \geq t_1 + t_2$

PASSO 2: Cálculo da tensão nominal

O tipo de análise estrutural adotado neste exemplo foi o apresentado no item 5.3.1, que assume continuidade do banzo e diagonais rotuladas. Os esforços, força axial e momento fletor, encontrados na ligação 8 são apresentados na figura 6.2. Estes podem ser tratados com uma combinação das duas condições de carregamento conforme ilustra a figura 6.3. A condição 1 trata de um carregamento axial balanceado e a condição 2 de um carregamento no banzo (axial e flexão).

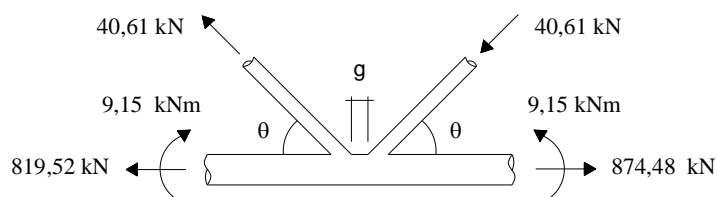


Figura 6.2 - Força axial e momento fletor na ligação 8

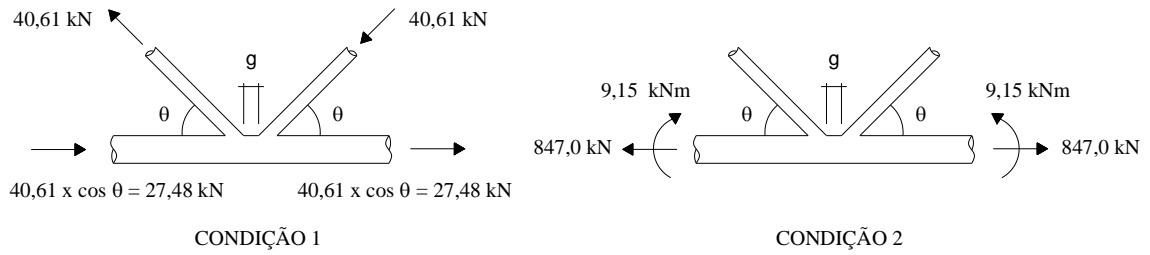


Figura 6.3 - Condições de carregamento 1 e 2

O cálculo da tensão nominal no banzo e diagonal para as condições de carregamento 1 e 2 é obtido pelas equações 5.1 e 5.2 apresentadas anteriormente. Segundo o Eurocode 3 (2005), os valores dos fatores ‘MF’ para uma ligação do tipo ‘K’ com gap são 1,5 e 1,3 para banzo e diagonal respectivamente. Assim, as tensões nominais para as condições 1 e 2 são dadas pelas equações 6.1 e 6.2 respectivamente.

$$(\sigma_n)_{\text{brace,ax}} = MF \cdot \frac{P_{\text{ax}}}{A} = 1,3 \cdot \frac{40,61 \cdot 10^3}{2370} = 22,3 \text{ MPa} \quad (6.1)$$

$$(\sigma_n)_{\text{chord,ch}} = (\sigma_n)_{\text{chord,ax}} + (\sigma_n)_{\text{chord,ipb}} = 1,5 \cdot \frac{847,0 \cdot 10^3}{6500} - \frac{9,15 \cdot 10^6}{419000} = 173,6 \text{ MPa} \quad (6.2)$$

PASSO 3: Cálculo dos fatores de concentração de tensões (SCF)

Para o cálculo do SCF adotou-se as formulações paramétricas e os gráficos do CIDECT 8 (2000). A equação geral para uma ligação uniplanar CHS do tipo ‘K’ com gap, é expressa pela equação 6.3 para a condição 1 de carregamento e pela equação 6.4 para a condição 2.

$$SCF = \left(\frac{\gamma}{12} \right)^{\chi_1} \cdot \left(\frac{\tau}{0,5} \right)^{\chi_2} \cdot SCF_0(\beta, \theta) \quad (6.3)$$

$$SCF = 1,2 \left(\frac{\tau}{0,5} \right)^{0,3} \cdot (\sin \theta)^{-0,9} \quad (6.4)$$

Schumacher (2003) analisou ligações do tipo K pelo método dos elementos finitos e conclui que o valor do SCF para o banzo está geralmente entre 1,0 e 1,5, sendo portanto o valor mínimo adotado nas normas igual a 2,0 muito conservador.

Nas equações acima, γ e τ são os parâmetros geométricos da seção. Os expoentes χ_1 e χ_2 dependem do tipo de carregamento e local de interesse para o cálculo da tensão geométrica. De acordo com Karamanos et al (1997) apud CIDECT 8 (2000), os valores comumente adotados para estes expoentes são os apresentados na tabela 6.3, correspondentes às regiões mais críticas desse tipo de ligação. Os valores de SCF_0 foram obtidos dos ábacos do apêndice 'D' do CIDECT 8 (2000) – figura A1 do anexo A, por interpolação para $\beta = 0,5$ e $\theta = 47,4^\circ$. O cálculo dos SCF para banzo e diagonal é apresentado na tabela 6.3.

Tabela 6.3 - Cálculo dos fatores de concentração de tensão - SCF

Barra	Condição de carregamento	SCF_0	χ_1	χ_2	SCF
Diagonal	1	2,27	0,5	0,5	3,29
Banzo	1	2,96	0,4	1,1	5,14
Banzo	2	2,0	-	-	2,0

PASSO 4: Cálculo da tensão geométrica ou tensão hot spot

O cálculo das tensões geométricas é apresentado na tabela 6.4, assumindo superposição de efeitos das condições de carregamento 1 e 2. Para este exemplo assumiu-se que a filosofia de projeto adotada foi a de danos toleráveis com alta consequência de falha. Da tabela 5.6, o fator de segurança parcial é 1,15.

Tabela 6.4 - Cálculo da tensão geométrica

Barra	Tensão Geom. Cond. 1 (MPa)	Tensão Geom. Cond. 2 (MPa)	γ_{Mf}	Tensão Geom. Final (MPa)
Diagonal	73,3	-	1,15	84,2
Banzo	114,4	347,2	1,15	530,84

PASSO 5: Cálculo da vida à fadiga

A equação 5.4 apresentada anteriormente é utilizada para o cálculo do número de ciclos para a falha. Sendo assim, o número de ciclos para a falha, N_f do banzo para uma

espessura, t , de 7,8 mm e tensão geométrica de 530,84 MPa é igual a $10^{4,24}$ (17346 ciclos). Quanto a diagonal, nenhum dano à fadiga ocorre nesta, visto que a tensão geométrica de 84,2 MPa para uma espessura de 5,6 mm está abaixo do valor limite de tensão para amplitude constante segundo prescrições do Eurocode 3 (2005). Então, a vida à fadiga esperada por esse método para a ligação 8 da treliça é de 17346 ciclos, com falha no banzo.

6.1.2 Análise pelo método da classificação

PASSO 1: Escolha da categoria de detalhe, $\Delta\sigma_C$

Para vigas treliçadas de perfis circulares e retangulares, as categorias de detalhes são disponíveis apenas para ligações uniplanares do tipo 'K' e 'N' com algumas limitações de parâmetros geométricos conforme ilustra a tabela A.1 (anexo A) do Eurocode 3 (2005).

Segundo o Eurocode 3 (2005), a razão t_0/t_i é levada em consideração na escolha da categoria. Para valores intermediários deve ser feita uma interpolação linear entre as categorias de detalhes. Todas as exigências que constam na tabela A.1 (anexo A) para o tipo de ligação desta estrutura foram satisfeitas. Algumas delas já foram mostradas na tabela 6.2 do item 6.1.1. A categoria de detalhe, $\Delta\sigma_C$, obtida por interpolação de acordo com os dados do detalhe 1 da figura 5.5 foi de 63 MPa para $t_0/t_i = 1,4$.

PASSO 2: Cálculo da tensão nominal

O cálculo da tensão nominal é semelhante ao feito para o método da tensão geométrica. Assim, os valores da tensão nominal no banzo e diagonal são 173,6 MPa e 22,3 MPa respectivamente.

PASSO 3: Cálculo de $\Delta\sigma_D$ e $\Delta\sigma_L$

O cálculo de $\Delta\sigma_D$ e $\Delta\sigma_L$ é feito pelas equações 5.6 e 5.7 apresentadas anteriormente. Assim, os valores calculados foram: $\Delta\sigma_D = 46,4$ MPa e $\Delta\sigma_L = 25,5$ MPa.

PASSO 4: Cálculo da vida à fadiga

O número de ciclos para a falha obtido por meio das equações 5.8 e 5.9 e figura 5.5 apresentadas anteriormente, adotando os valores de $\gamma_{Ff} = 1,0$ e $\gamma_{Mf} = 1,15$ segundo prescrições do Eurocode 3 (2005), foram de 62774 ciclos para o banzo. Quanto a diagonal, nenhum dano à fadiga ocorre nesta, visto que a tensão nominal de 22,3 MPa para uma espessura de 5,6 mm está abaixo do valor limite de tensão para amplitude constante segundo prescrições do Eurocode 3 (2005). Então, a vida à fadiga esperada para a ligação 8 da treliça é de 62774 ciclos, com falha no banzo.

6.2 Aplicação 2 – Ponte ferroviária

Projeto da estrutura

A estrutura foi projetada tentando se adequar ao máximo às limitações dos estudos publicados pelo CIDECT e Eurocode para o caso de estruturas tubulares sujeitas ao fenômeno de fadiga. Concomitantemente definiu-se a estrutura (dimensões dos perfis, vãos, forma da viga treliçada e contraventamentos etc.) tendo por base projetos reais, tais como os ilustrados no capítulo 2.

Descrição da estrutura

Trata-se de uma ponte ferroviária para vias sujeitas exclusivamente ao transporte de passageiros em regiões metropolitanas ou suburbanas no Brasil. A ponte ferroviária é formada de quatro trechos de 30,8 m (ver figura 6.4). Os elementos principais são duas vigas treliçadas (plano xz), com ligações do tipo K de perfil tubular circular, de 5,31 m de altura, 4 m de largura e 5 vãos de 6,16 m de comprimento (essas dimensões são entre eixos dos perfis), conforme ilustra a figura 6.5 e 6.6. Os esforços são resistidos lateralmente por contraventamento horizontal inferior (tipo KT) formado por perfil tubular circular (diagonais) e tubular retangular (montante) e superior no plano xy, formado por perfil tubular circular. Além disso, o contraventamento tem a função de impedir a flambagem das barras comprimidas. A estrutura ainda é formada por duas longarinas contraventadas no plano xy, sendo que ambos, longarinas e

contraventamento são constituídos de perfil tubular retangular. As cargas de trilho, dormente e carga móvel são diretamente aplicados nesta estrutura. Imagens das seções transversais e outros detalhes da estrutura proposta podem ser vistos no anexo B. A bitola da linha é de 1,00 m (bitola métrica) – ver figura 6.6.

O aço empregado na estrutura é o aço estrutural VMB 350 cor – Aço patinável resistente à corrosão atmosférica (catalogo da Vallourec e Mannesmann Tubes) com as seguintes propriedades mecânicas:

- limite de escoamento (f_y) de 350 MPa
- Limite de Resistência à Tração (f_u) de 485 MPa.

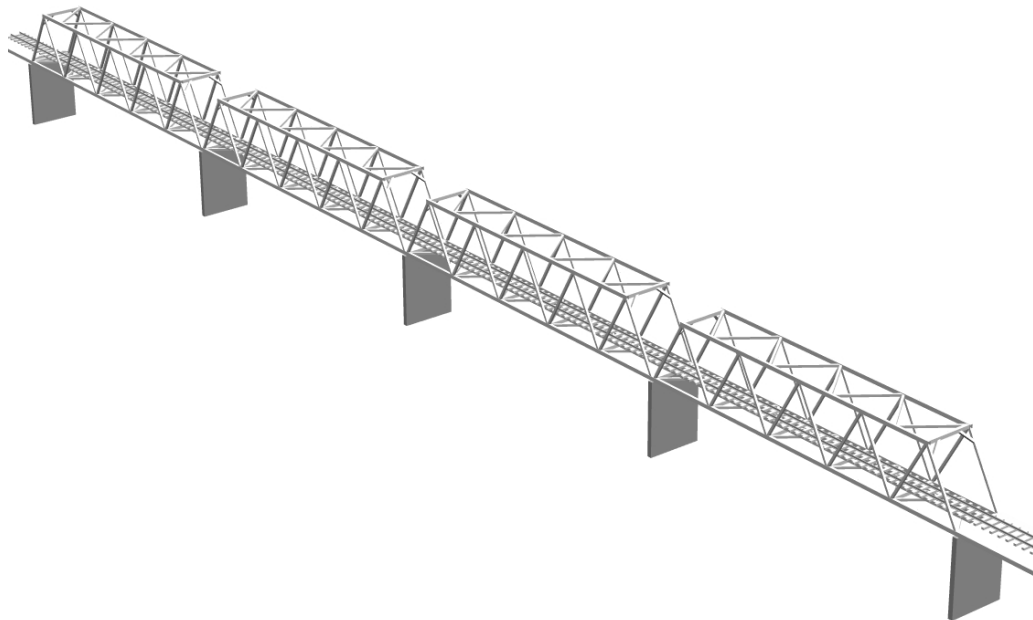


Figura 6.4 – Visão geral da ponte ferroviária

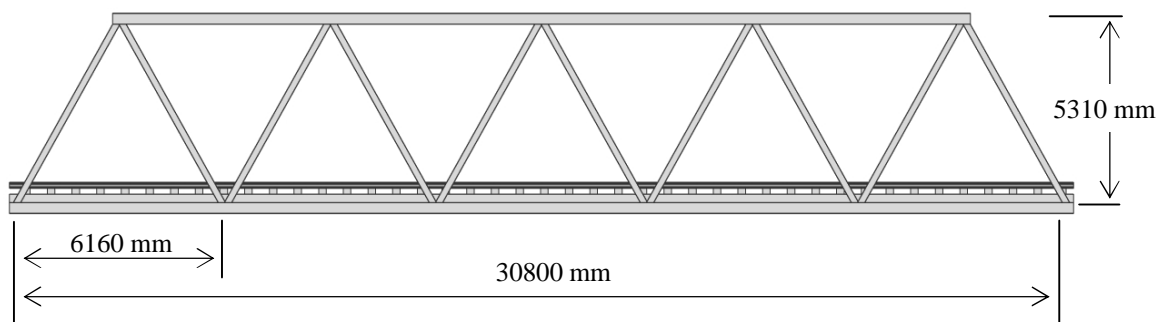


Figura 6.5 – Seção transversal da viga treliçada (plano xz)

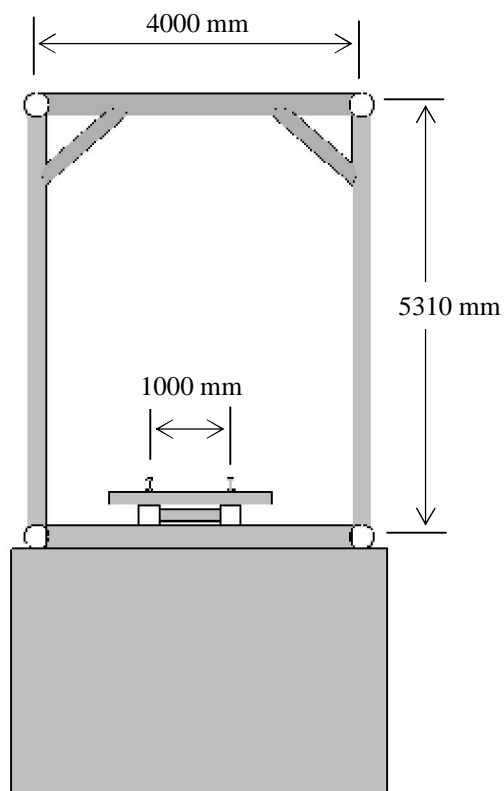


Figura 6.6 – Seção transversal da ponte (plano yz)

Ações

Carga permanente:

- peso próprio do aço (calculado pelo programa SAP 2000)
- peso dos dormentes e trilhos é igual a 3kN/m distribuídos nas duas longarinas.

Trilhos: TR 57 (57,0 kg/m)

Dormentes (1 a cada 0,4 m). Para um vão de 30,8 m tem-se 77 dormentes.

Massa específica média (madeira): 1300 kg/m^3 .

Dimensões do dormente: 0,22 m x 0,16 m x 2,0 m

Peso do dormente por metro: $(0,22 \text{ m} \times 0,16 \text{ m} \times 2,0 \text{ m} \times 1300 \text{ kg/m}^3 \times 77 \text{ dormentes}) / 30,8 \text{ m} = 228,8 \text{ kg/m}$

Peso total de trilhos e dormentes: aproximadamente 3,0 kN/m

Carga móvel:

As normas BS 5400 (1980), Eurocode 3 (1993) e AREMA (2000) especificam trem-tipo para carregamento de fadiga de pontes metálicas ferroviárias. Já a norma brasileira NBR 7189 (1985): Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias, não especifica nenhum trem-tipo para carregamento à fadiga. Apesar disso, como a estrutura proposta é para vias brasileiras sugeriu-se utilizar o trem tipo TB 170 da norma NBR 7189 (1985) para vias sujeitas exclusivamente ao transporte de passageiros. As características geométricas e cargas deste e dos outros trens-tipo desta norma são dadas pela figura 6.7 e tabela 6.5.

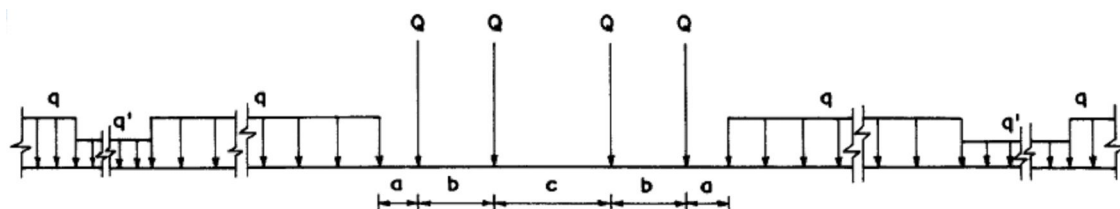


Figura 6.7 – Características geométricas e cargas dos trens-tipo
Fonte: NBR 7189, 1985

Na figura 6.7, Q é a carga por eixo, q e q' são as cargas distribuídas na via, simulando, respectivamente, vagões carregados e descarregados (ver tabela 6.5)

Tabela 6.5 – Cargas dos trens-tipo
Fonte: NBR 7189, 1985

TB	Q (kN)	q (kN/m)	q' (kN/m)	a (m)	b (m)	c (m)
360	360	120	20	1,00	2,00	2,00
270	270	90	15	1,00	2,00	2,00
240	240	80	15	1,00	2,00	2,00
170	170	25	15	11,00	2,50	5,00

6.2.1 Análise pelo programa SAP 2000

Generalidades

O SAP 2000 (SAP – Structural Analysis Program) é um programa integrado de análise e projeto estrutural desenvolvido pela empresa norte-americana CSI (Computers and Structures, Inc.) baseado no Método dos Elementos Finitos. O SAP 2000 é a versão mais atual da série de programas SAP. Trata-se de um programa aplicável a uma gama muito grande de estruturas planas (vigas, treliças, pórticos etc) ou espaciais (pontes rodoviárias e ferroviárias, estruturas offshore, tanques, represas, edifícios, torres de transmissão etc.). Além disso, sua interface gráfica é completamente integrada ao Microsoft Windows, apresentando uma relação versátil com o usuário. Possui ainda outros benefícios, tais como ferramentas para criação dos “modelos” e banco de dados de diferentes normas/códigos, tais como AASHTO, AISC, EUROCODE 3 (1993) etc., que permitem que o cálculo de determinado “modelo” seja feito em conformidade com tipo de estrutura e material (aço, concreto, perfil formado a frio, alumínio etc.).

A entrada de dados para modelagem da estrutura pode ser feita via arquivo de texto ou interativamente. No último caso, a criação e a modificação do “modelo”, a execução da análise, assim como a verificação, otimização do projeto e saída de dados são todos realizados usando uma mesma interface. Além disso, um único modelo estrutural pode ser usado para uma variedade ampla de diferentes tipos de análise e de projeto.

Esse software tem sido utilizado no programa de pós-graduação em engenharia civil da UFOP (BRINCK, 2004; FERNANDES, 2008).

Análise estrutural da ponte ferroviária

Inicialmente foram definidas as dimensões dos perfis que compõem a estrutura e o tipo de material (aço VMB 350 cor) conforme ilustra a figura 6.8.

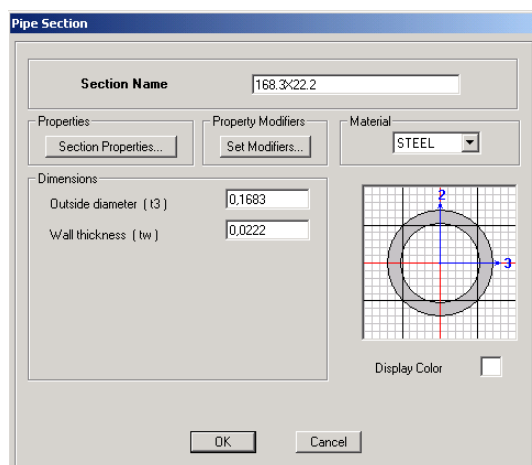


Figura 6.8 – Janela de entrada de dados da seção transversal do perfil

Com os perfis definidos, fez-se a modelagem da estrutura (ver figura 6.9). As seções transversais de cada barra podem ser visualizadas no anexo C. Foi utilizado o recurso de ‘constraints’ para fazer a ligação dos nós que se encontravam em planos diferentes. Em seguida definiu-se as condições de apoio da estrutura e as vinculações no plano das treliças e contraventamentos. A estrutura foi modelada com continuidade do banzo e diagonais rotuladas conforme ilustra a figura 6.10. Considerou-se o eixo da estrutura no centro da seção transversal do plano xy.

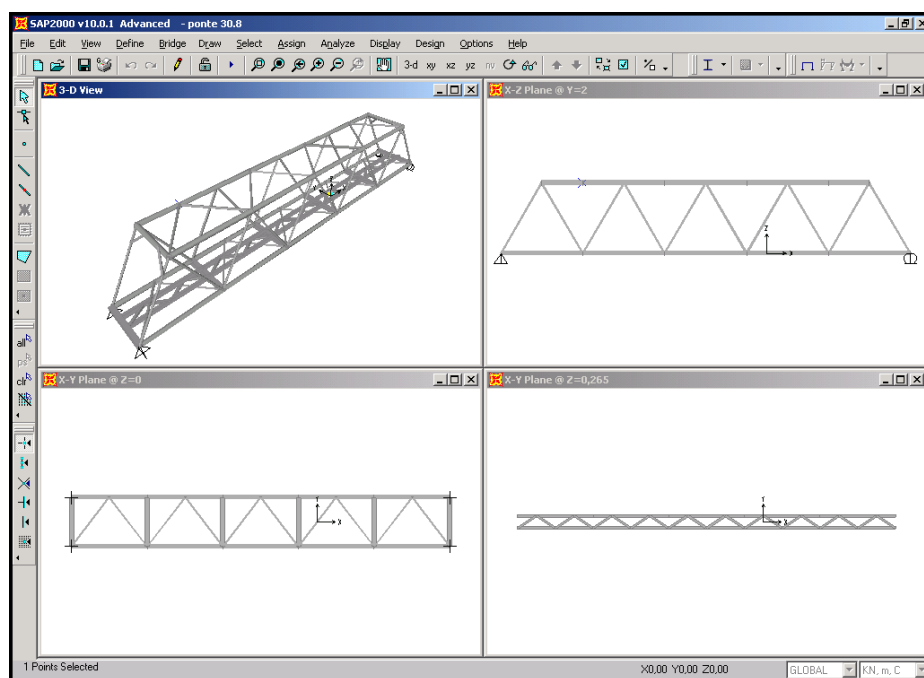


Figura 6.9 – Modelagem da estrutura

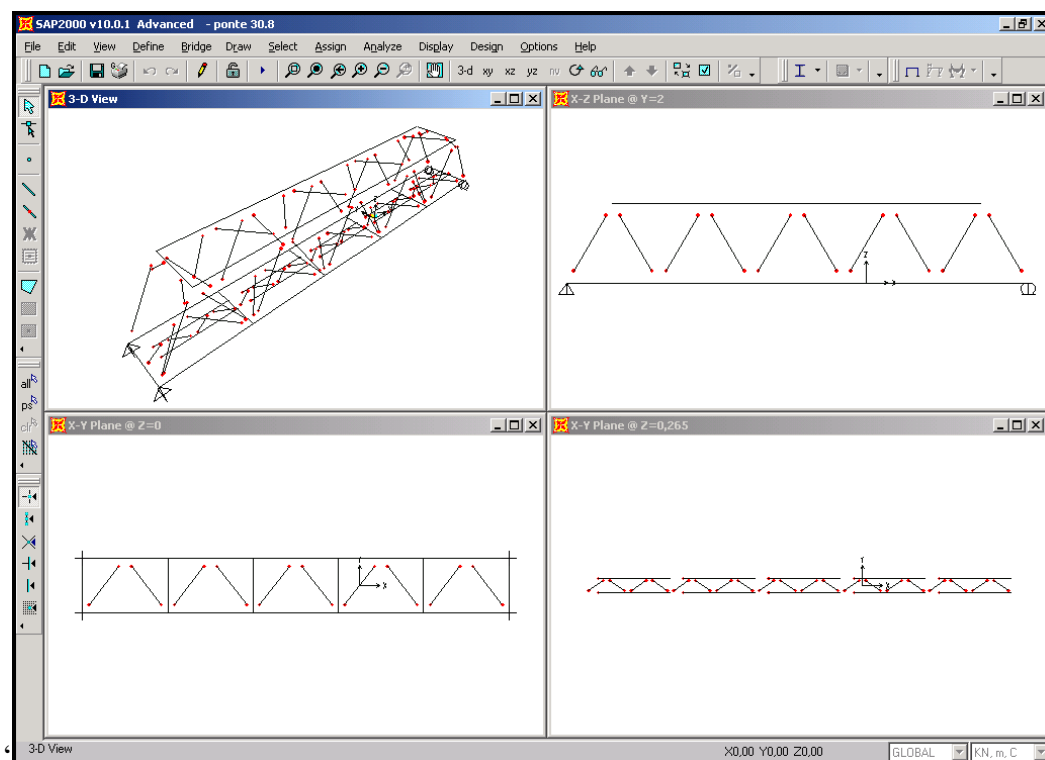


Figura 6.10 – Tipo de análise estrutural: continuidade do banzo e diagonais rotuladas

Terminada a modelagem da estrutura, foram definidos os tipos de carregamento e tipos de análise que viriam a ser aplicados na estrutura. Uma carga de 3 kN/m (carga permanente de trilhos e dormentes) foi aplicada nas duas longarinas, no sentido da força de gravidade. A carga móvel (trem-tipo TB 170) foi aplicada na estrutura nas linhas de influência das duas longarinas (ver figura no anexo C).

Finalmente fez-se a análise e os resultados dos esforços obtidos para a combinação do carregamento permanente e carga móvel das vigas principais são representados na figura 6.11 e anexo C (diagrama unifilar). Nessa figura, as cores vermelha, amarela e azul representam respectivamente os esforços de compressão, tração e ‘amplitude’ dos esforços máximos e mínimos.

Ligação a ser verificada à fadiga: ligação 32

A escolha da ligação a ser verificada à fadiga deu-se em função de ser a mais solicitada da estrutura (ligação 32 do plano xz posterior) e por corresponder a uma ligação do tipo K. Essa ligação pode ser melhor visualizada na figura 6.13. As propriedades das seções transversais dos perfis que compõem essa ligação são dadas na tabela 6.6.

Para a verificação a fadiga o cálculo deve ser feito utilizando a “diferença” de carga obtidas das análises: (carga permanente + móvel) – (carga permanente). Entretanto por simplificação de análise, utilizou-se os valores máximos obtidos da análise de (carga permanente + móvel). Considerou-se um ciclo de amplitude constante com as cargas variando de um valor zero (ponte completamente descarregada) até esses valores máximos.

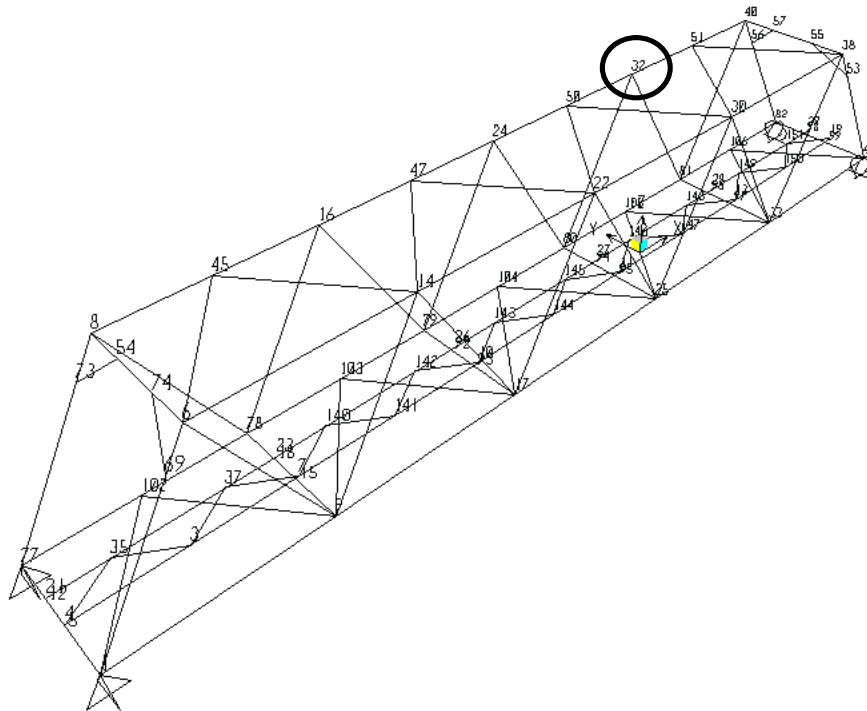


Figura 6.13 – Ligação 32, plano xz = -2

Tabela 6.6 – Seções e propriedades geométricas

	Barra	Seção	Área (mm²)	Módulo elástico resistente à flexão (mm³)
Plano x-z (y = -2)	Banzo	CHS 368 x 36	37548,0	2844693,0
	Diagonais	CHS 168,3 x 22,2	10112,0	331000,0

6.2.2 Análise pelo método da tensão geométrica

A análise será feita de acordo com as recomendações do CIDECT 8 (2000) resumida nos parágrafos que se seguem.

O cálculo dos parâmetros geométricos da ponte é apresentado na tabela 6.7, com respectivas faixas de validade segundo o CIDECT 8 (2000). Esses parâmetros são válidos para ligações planares do tipo 'K' de perfis tubulares circulares (banzo e diagonal).

Tabela 6.7 - Parâmetros geométricos e faixa de validação segundo o CIDECT 8 (2000)

Parâmetro	Calculado	Faixa de validação
β (beta) = d_i/d_0	0,50	$0,3 \leq \beta \leq 0,6$
γ (gama) = $d_0/2 \times t_0$	5,1	$12 \leq \gamma \leq 30$
θ (teta)	59,8°	$30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$
$\tau = t_0/t_i$	1,62	$0,25 \leq \tau \leq 1,0$

O tipo de análise estrutural para o dimensionamento da ponte assume continuidade do banzo e barras diagonais rotuladas. O cálculo será feito considerando a ligação no plano xz (y = -2).

Os esforços, força axial e momento fletor, encontrados na ligação 32 (mais solicitada) são apresentados na figura 6.14. Estes podem ser tratados com uma combinação das duas condições de carregamento conforme ilustra a figura 6.15. A condição 1 trata de um carregamento axial balanceado e a condição 2 de um carregamento no banzo (axial e flexão).

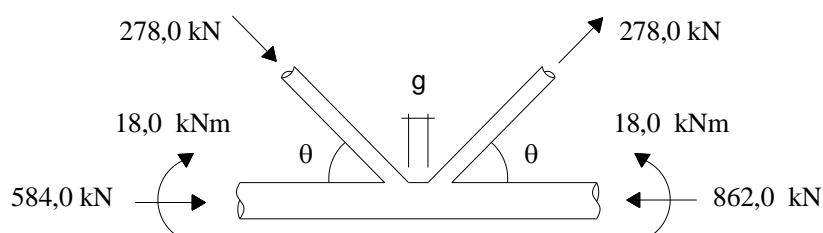


Figura 6.14 – Esforços na ligação 32

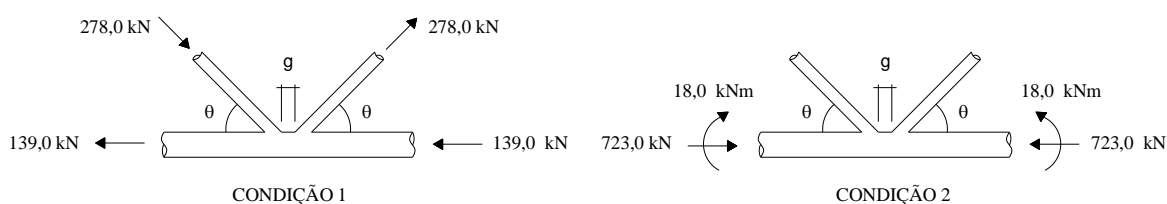


Figura 6.15 – Condições de carregamento 1 e 2

O cálculo da tensão nominal no banzo e diagonal para as condições de carregamento 1 e 2 da ligação 32 é dado na tabela 6.8 abaixo. Segundo o Eurocode 3 (2005), os valores dos fatores ‘MF’ para uma ligação do tipo ‘K’ com gap são 1,5 e 1,3 para banzo e diagonal respectivamente. Assim, as tensões nominais para as condições 1 e 2 são aproximadamente 36 MPa e 84 MPa para diagonal e banzo respectivamente.

Os valores de SCF_0 foram obtidos dos ábacos do apêndice ‘D’ do CIDECT 8 (2000) – figura A1 do anexo A, por interpolação para $\beta = 0,5$ e $\theta \cong 60^\circ$. O cálculo dos SCF para banzo e diagonal é apresentado na tabela 6.8.

Tabela 6.8 - Cálculo dos fatores de concentração de tensão - SCF

Barra	Condição de carregamento	SCF_0	χ_1	χ_2	SCF_{min}	SCF
Diagonal	1	2,20	0,5	0,5	1,60	2,20
Banzo	1	3,30	0,4	1,1	-	2,97
Banzo	2	1,45	-	-	2,00	2,00

O cálculo das tensões geométricas é apresentado na tabela 6.9, assumindo superposição de efeitos das condições de carregamento 1 e 2. Para este exemplo assumiu-se que a

filosofia de projeto adotada foi a de vida garantida com alta consequência de falha. Da tabela 5.6, o fator de segurança parcial é 1,35.

Tabela 6.9 - Cálculo da tensão geométrica

Barra	Tensão Geom. Cond. 1 (MPa)	Tensão Geom. Cond. 2 (MPa)	γ_{Mf}	Tensão Geom. Final (MPa)
Diagonal	79,2	-	1,35	107,0
Banzo	107,0	168,0	1,35	371,0

A equação 5.4 apresentada anteriormente é utilizada para o cálculo do número de ciclos para a falha. Sendo assim, o número de ciclos para a falha (N_f) do banzo, para uma espessura (t) de 36,0 mm e tensão geométrica de 371,0 MPa é igual a $10^{4,48}$ (30200) ciclos. Já o número de ciclos para a falha (N_f) da diagonal, para uma espessura (t) de 22,2 mm e tensão geométrica de 103,0 MPa é igual a $10^{6,23}$ (1698243) ciclos. Então, a vida à fadiga esperada para a ligação 32 é de 30200 ciclos, com falha no banzo.

6.2.3 Análise pelo método da classificação

A análise será feita de acordo com as recomendações do CIDECT 8 (2000) e Eurocode 3 (2005) conforme descrito nos próximos parágrafos.

As limitações de parâmetros geométricos impostas pelo CIDECT 8 (2000) e Eurocode 3 (2005) e respectivo cálculo dos parâmetros da ligação da ponte em estudo - ligação do tipo K com gap -, com banzo e diagonais de perfis tubulares circulares são dados na tabela 6.10. Mais detalhes podem ser encontrados na tabela A.1 (anexo A).

Para a escolha da categoria de detalhe deve-se proceder ao cálculo da razão de espessura do banzo e diagonal (t_0/t_i). Para valores intermediários aos dados na tabela A1 (anexo A) - que é o que acontece neste caso -, onde $t_0/t_i = 1,62$, deve-se proceder à uma interpolação linear. Assim a categoria de detalhe, $\Delta\sigma_C$, obtida por interpolação de acordo com os dados do detalhe 1 daquela tabela foi de 72,90 MPa para $t_0/t_i = 1,62$.

Tabela 6.10 – Faixa de validade

Parâmetro	Calculado	Faixa de validação CIDECT 8 e Eurocode 3	Status
β (beta)	0,50	$0,30 \leq \beta \leq 0,60$	ok
γ (gama)	5,10	$12 \leq \gamma \leq 30$	Não ok
θ (teta)	59,8°	$30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ (ver nota 1)	ok
τ	0,62	$0,25 \leq \tau \leq 1,00$	ok
g	18,89 mm	$\geq 2 t_0 = 72 \text{ mm}$	Não ok
		$0,5 (b_0 - b_i) \leq g \leq 1,1 (b_0 - b_i)$ $99,85 \leq g \leq 219,67$	
-	16,57	$b_0/t_0 \times t_0/t_i \leq 25$	ok
d_0	368 mm	$d_0 \leq 300 \text{ mm}$	Não ok
t_0 e t_i	$t_0 = 36 \text{ mm}$ e $t_i = 22,2 \text{ mm}$	t_0 e $t_i \leq 8 \text{ mm}$	Não ok

Nota 1: no Eurocode 3 (2005) o ângulo θ é limitado em 50°.

Verifica-se na tabela 6.10 que alguns dos parâmetros geométricos da estrutura estão fora da faixa de validade prescrita pelo CIDECT 8 (2000) e Eurocode 3 (2005).

O cálculo da tensão nominal é semelhante ao feito para o método da tensão geométrica. Assim os valores da tensão nominal no banzo e diagonal são 84,0 N/mm² e 36,0 N/mm² respectivamente.

O cálculo de $\Delta\sigma_D$ e $\Delta\sigma_L$ é feito pelas equações 5.6 e 5.7 apresentadas anteriormente. Assim, os valores calculados foram: $\Delta\sigma_D = 53,72 \text{ MPa}$ e $\Delta\sigma_L = 29,5 \text{ MPa}$.

O número de ciclos para a falha obtido por meio das equações 5.8 e 5.9 e figura 5.5 apresentadas anteriormente, adotando os valores de $\gamma_{Ff} = 1,0$ e $\gamma_{Mf} = 1,35$ segundo prescrições do Eurocode 3 (2005), foram de 531544 ciclos para o banzo e 6752572 ciclos para diagonal. Então, o número a falha da ligação levando em consideração esse método ocorre no banzo para 531544 ciclos.

Considerando os dois métodos, a vida à fadiga esperada para a ligação 32 é de 30200 ciclos, com falha no banzo pelo método da tensão geométrica.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 Discussão dos resultados e conclusão

Nos dois casos analisados – treliça plana e ponte ferroviária -, a falha da ligação deu-se no banzo para os dois métodos de análise – método da tensão geométrica e método da classificação -, sendo que os resultados obtidos para o número de ciclos para a falha apresentaram valores mais elevados pelo método da classificação. Isso provavelmente deve-se ao fato deste método agregar numa mesma faixa de tensão um número elevado de variações dos parâmetros geométricos para ligações com comportamento semelhante. Sabe-se que pode ocorrer uma variação grande no comportamento a fadiga de uma ligação, resultando conseqüentemente numa variação considerável na vida à fadiga da mesma.

Ainda no método da classificação, os estudos publicados pelo CIDECT 8 (2000) e Eurocode 3 (2005) limitam os parâmetros geométricos, principalmente no que diz respeito a dimensões (largura e diâmetro), espessura dos perfis e tipos de ligação (é limitado a ligações planares). Para o caso de análise da ponte ferroviária, 50% dos parâmetros geométricos, a exemplo do ângulo entre as barras diagonais e espessuras dos perfis do banzo e diagonal ficaram fora da faixa de validade daquelas recomendações. Isso indica claramente que para uma aplicação estrutural de perfis mais robustos, como é o caso das estruturas de pontes, essas especificações devem ser ajustadas a essa situação específica. Estudos devem ser feitos no sentido de estender os valores daqueles parâmetros para a verificação à fadiga de tais estruturas.

No Eurocode 3 (2005), as curvas S-N representam um intervalo de confiança da vida à fadiga para um dado detalhe de 95%, isto é, 95% dos detalhes de uma dada categoria não irão falhar com relação à fadiga. Assim cada curva representa aproximadamente a pior condição, ou seja, o detalhe com a mais severa descontinuidade geométrica ou imperfeição. Portanto, caso a estrutura a ser analisada corresponder fielmente as categorias desse código e os parâmetros geométricos estiverem dentro da faixa de

validade daquele, conclui-se que é possível projetar uma estrutura com um número de ciclos para falha elevado.

Em relação ao método da tensão geométrica, os resultados obtidos do número de ciclos para falha da estrutura apresentaram valores menores para os dois casos analisados. Isso se deve ao fato desse método levar em consideração na verificação fatores como a geometria e configuração da ligação; os fatores de concentração de tensão (intrínseco a ligação soldada) e o tipo de carregamento atuante na estrutura. Além disso, nas duas análises os fatores de concentração de tensão calculados a partir de formulações paramétricas apresentaram valores elevados, o que também propiciou uma redução significativa no número de ciclos para a falha.

7.2 Sugestões para trabalhos futuros

- Proceder à análise de fadiga em pontes já existentes com dados reais de histórico de tensão e fazer um comparativo com análise por elementos finitos.
- Proceder à análise via software de elementos finitos do fator de concentração de tensão de diversos tipos de ligações tubulares, tais como K, KK, KT etc. e fazer um comparativo com literatura existente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Institute of Steel Construction - **AISC (2000)**. Load and resistance factor design specification for steel hollow structural sections. Chicago.

American Institute of Steel Construction. **ANSI/AISC 360-05 (2005)**. Specification for Structural Steel Buildings. Chicago.

AREMA, (2000). American Railway Engineering and maintenance of way association. AREMA: Manual of Railway Engineering.

ASM, (1998). ASM Handbook, Volume 19, Fatigue and Fracture. ASM International.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. **NBR 8681 (2003):** Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. **NBR 7189 (1985):** Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. **NBR 8800 (2008):** Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

AWS, (2008). Structural welding code-steel, **AWS D1.1/D1.1M:** 2008. 21st ed. American Welding Society.

Barson, J. M., Rolfe, S. T. (1987). **Fracture and fatigue control in structures. Applications of fracture mechanics.** Englewood Cliffs: Prentice Hall.

Battista, R. C.; Carvalho, E. M. L.; Pfeil, M. S.; Varela, W. D. (2007). **Estimativa da Vida Útil à Fadiga de uma Torre Metálica sob Ação do Vento**. Revista Escola de Minas, v. 60, p. 401-408.

Battista, R. C.; Pfeil, M. S.; Carvalho, E. M. L. (2008). **Fatigue Life Estimates for a Slender Orthotropic Steel Deck**. Journal of Constructional Steel Research, v. 64, p. 134-143.

Bowness, D.(1996). **Fracture mechanics based fatigue assessment of weld toe cracks in Offshore tubular structures**. PhD thesis, University of Wales Swansea.

Branco, C. M.; Fernandes, A. A.; Castro, P. M. S. T. (1999). **Fadiga de Estruturas Soldadas**. 2. ed. Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa.

Brinck, F. M. (2004). **Efeito da corrosão na integridade estrutural da ponte metálica Marechal Hermes**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

BS 5400 (1980). British Standard. Steel, concrete and composite bridges. Part 10: Code of practice for fatigue.

Cartwright, D. J.; Rooke, D. P. (1975). **Evaluation of stress intensity factors**. Journal of Strain Analysis, v. 10, (4), p. 217-224.

Chryssanthopoulos, M. K.; Righiniotis, T. D. (2006). **Fatigue reliability of welded steel structures**. Journal of Constructional Steel Research, vol. 62. p.1199-1209.

CIDECT 1, (1996). **Design guide for circular hollow section (CHS) joints under predominantly static loading**. Köln:Verlag. TÜV Rheinland.

CIDECT 3, (1998). **Design guide for rectangular hollow section (RHS) joints under predominantly static loading**. Köln:Verlag. TÜV Rheinland.

CIDECT 8, (2000). **Design guide for circular and rectangular hollow section welded joints under fatigue loading**. Köln:Verlag. TÜV Rheinland.

Collins, J. A. (1993). **Failure of materials in mechanical design**. Analysis prediction prevention. 2 ed. New York: John Wiley & Sons.

Dauner, H. G.; Decorges, G.; Oribasi, A.; Wéry, D. **The Lully Viaduct, a Composite Bridge with Steel Tube Truss**. Disponível em: <http://www.dic-ing.ch/html/framePublication.htm/>. Acesso em: 20 Janeiro 2008.

Dutta, D.; Hoffmann, K. (1996). **CIDECT research and development in the use of hollow steel sections and their impact on Eurocodes and other national and international standards**. Tubular Structures VII, Balkema, Rotterdam.

Eurocode 3, (1993). Design of steel structures – part 1.1: General rules and rules for Buildings, British Standards Institution, London, United Kingdom, ENV 1993 -1-1:1992.

Eurocode 3, (2002): Design of steel structures: Part 1.8: Design of Joints, CEN, European Committee for Standardisation, Brussels, EN 1993-1-8.

Eurocode 3, (2005). Design of steel structures – part 1.8: Design of joints, CEN, European Committee for Standardisation, Brussels. **EN 1993-1-8**.

Eurocode 3, (2005). Design of steel structures – part 1.9: Fatigue, CEN, European Committee for Standardisation, Brussels. **BS EN 1993-1-9**.

ESDEP. European Steel Design Education Program., Fatigue, Group 12, vol. 18/19.

Fenner, R. T. (1973). **Finite element methods for engineers**. London, MacMillan Press.

Fernandes, W. L. (2008). **Software para análise e dimensionamento de vigas mistas aço-concreto em pontes rodoviárias**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

Ferreira, W. G. (2002). **Desenvolvimento de ferramentas computacionais para análise estrutural em fadiga e geração de malhas de elementos finitos**. Dissertação de mestrado. Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Mecânica.

Firmo, Célio. (2004). **Estruturas tubulares enrijecidas pôr superfícies de dupla curvatura (hiperbólica)**. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

Fonseca Jr.; T. M. I. (2003). **Métodos de previsão da curva deformação-vida em fadiga para as ligas de alumínio AA6261-T6 e AA6351-T6**. Dissertação de mestrado. Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Mecânica.

Freitas, A. M. S.; Freitas, M. S. R.; Mendanha, F. O. **Análise Numérico- Experimental de Ligações de Treliças Planas Mistas do Tipo KT com Afastamento entre Diagonais e Montante**. In: XXVII CILAMCE - Latin American Congresso on Computational Methods in Engineering, 2006, Belem. XXVII CILAMCE - Latin American Congresso on Computational Methods in Engineering. Belem - PA: Editora da UFPA, 2006. v. 1. p. 1-19.

Fricke, W.; Kahl A. **Fatigue assessment of weld root failure of hollow section joints by structural and notch stress approaches**. In: International Symposium on Tubular Structures, 11th, 2006, Québec, Canada. Proceedings... Hamburg University of Technology, Hamburg-Harburg, Germany.

Gerken, F. S. (2003). **Perfis Tubulares: Aspectos arquitetônicos e estruturais**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto.

Godefroid, L. (1995). **Aplicação da mecânica de fratura no projeto estrutural**. Editora Ufop.

Kuhlmann, U.; Günther, H. P.; Saul, R.; Häderle, M. U. (2003). **Welded circular hollow section (CHS) joints in bridges**. Tubular Structures X. Proceedings of the 10th international symposium on tubular structures, 18-20 september, Madrid, Spain.

Leonhardt, Andrä und Partner. Disponível em: <http://www.lap-consult.com/weitere_Bilder>. Acesso em: 05 de maio 2008.

Lopes, J. T. B. (2006). **Influência da presença de fases frágeis e da temperatura nas propriedades de propagação de trinca por fadiga do aço inoxidável duplex UNS S31803**. Tese de Doutorado. Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Mecânica.

Marshall, P. W. **Design of welded tubular connections: Basis and use of AWS code provisions**. Elsevier Science Publishers, Amsterdam, The Netherlands, 1992.

Mendanha, F. O. (2006). **Análise de ligações de perfis tubulares em aço do tipo K e KT**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto.

Mendanha, F. O.; Freitas, A. M. S.; Freitas, M. S. R.; Muniz, C. F. D. G (2007). **Análise de ligações em perfis tubulares de aço do tipo K e KT com afastamento entre as diagonais e o montante**. Revista Escola de Minas, v.60, p. 419.

Mendes, F. C. (2008). **Análise teórica-experimental de ligações tipo “T”, “K” e “KT” com perfis metálicos tubulares**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto.

Mergulhão, A. J. R.; Albrecht, C. H. e Rodrigues, R. S (1999). Trabalho da disciplina COC 862 – **Análise de fadiga em estruturas metálicas soldadas** – COPPE, UFRJ.

Meyer, K. F. (2002). **Estruturas Metálicas: Construções com tubos: projeto e introdução ao cálculo**. KM Engenharia Ltda. Belo Horizonte, Minas Gerais.

Miranda, A. C. O. (2003). **Propagação de trincas por fadiga em geometrias 2D complexas sob cargas cíclicas variáveis**. Tese de Doutorado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Morgan, M. R., 1997. **Stress fields in tubular k-joints for fatigue analysis of Offshore structures**. PhD thesis, University of Wales Swansea.

Oomens, M. **Numerical fatigue crack growth analyses of thick-walled CHS T-joints**. In: International Symposium on Tubular Structures, 11th, 2006, Québec, Canada. Proceedings.

Owen, D. R. J.; Hinton, E. (1980). **A simple guide to finite elements**. Pineridge Press.

Packer, A. P. (1981). **The mechanics of fracture and fatigue**. E. & F. N. Spon Ltd.

Packer, J. A.; Henderson, J.E. (1997). **Hollow structural section connections and trusses** – A design guide, 2nd. ed. Toronto: Canadian Institute of Steel Construction.

Packer, J. A. **Tubular brace member connections in braced steel frames**. In: International Symposium on Tubular Structures, 11th, 2006, Québec, Canada. Proceeding.

Packer, J. A. et al. (2007). **Static and fatigue design of CHS-to-RHS welded connections using a branch conversion method**. Journal of Constructional Steel Research, vol. 63, p.82-95.

Pastoukhov, A. V.; Voorwald, H. J. C. (1995). **Introdução à Mecânica da Integridade Estrutural**. Editora Unesp.

Ricardo, L. C. H. (2003). **Modelamento do fenômeno de abertura e fechamento de trincas em fadiga pelo método dos elementos finitos**. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Rautaruukki (1998). **Design Handbook for Rautaruukki Structural Hollow Sections**.

Romeijn, A. (1994). **Stress and strain concentration factors of welded multiplanar tubular joints**. Doctoral Thesis, Delft University of Technology, Netherlands

Schumacher, A. (2003). **Fatigue Behaviour of welded circular hollow section joints in bridges**. Doctoral Thesis, University of Alberta, Canada.

Schütz, W. (1996). **A history of fatigue**. Engineering Fracture Mechanics, vol.54, nº 2, p.263-300.

Taier, R. (2002). **Análise de fadiga em juntas tubulares de plataformas Offshore fixas através de modelos em elementos finitos**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto.

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

Zienkiewicz, O. C. (1977). **The finite element method**. 3rd ed, McGraw-Hill.

Wardenier, J. **Hollow Section Joints**, Delft University Press, Delft, The Netherlands, 1982.

Wardenier, J. et al. (1995). **Criteria for the fatigue assessment of hollow structural section connections**. Journal of Constructional Steel Research, vol. 35, p.71-115.

Wardenier, J. et al. (1997). **SCF Formulae for fatigue design of K-connections between square hollow sections**. Journal of Constructional Steel Research, vol. 43, p.87-118.

Wardenier, J. et al. (2000). **Stress concentrations in tubular gap K-joints: mechanics and fatigue design**. Engineering Structures, vol. 22, p.4-14.

Wardenier, J. (2000). **Hollow sections in structural applications**. CIDECT. Delft University of Technology, Netherlands.

Wei Lu e Mäkeläinen P. (2003). **Advanced Steel Structures**. Helsinki University of Technology.

Willems, N.; Easley J. T.; Rolfe; Stanley T. (1981). **Strength of Materials**. McGraw-Hill, New York.

Wingerde, A. M. van. (1992). **The fatigue behaviour of T- and X-joints made of square hollow sections**. Thesis, Delft University of Technology, Netherlands.

Endereços relacionados (www)

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

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

ANEXO A: Tabelas e figuras dos códigos e normas

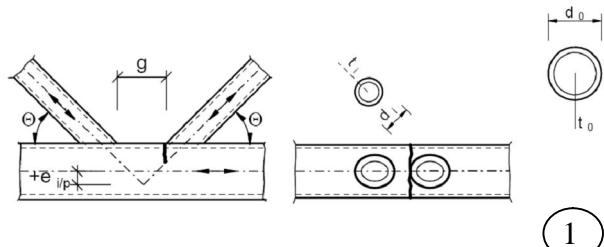
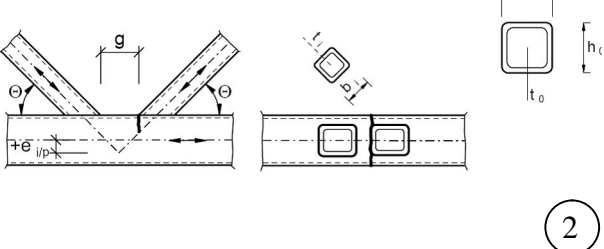
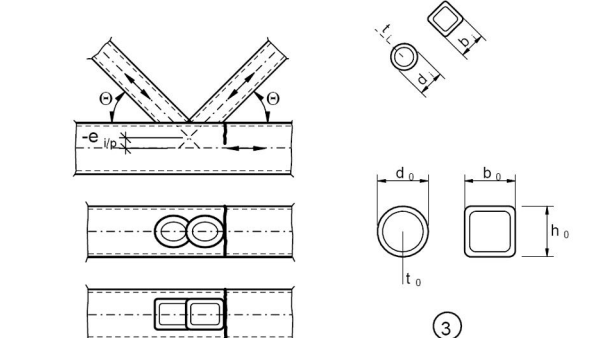
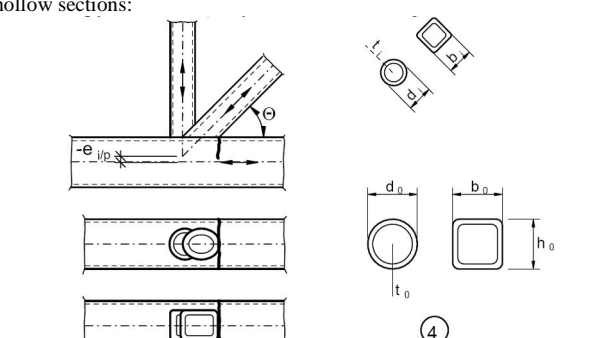
Detail category		Constructional detail	Requirements
90 m=5	$\frac{t_0}{t_i} \geq 2,0$	Gap joints: Detail 1): K and N joints, circular structural hollow sections: 	Details 1) e 2): <ul style="list-style-type: none"> - Separate assessments needed for the chords and the braces. - For intermediate values of the ratio t_0/t_i interpolate linearly between detail categories. - Fillet welds permitted for braces with wall thickness $t \leq 8$ mm. - t_0 and $t_i \leq 8$ mm - $35^\circ \leq \theta \leq 50^\circ$ - $b_0/t_0 \times t_0/t_i \leq 25$ - $d_0/t_0 \times t_0/t_i \leq 25$ - $0,4 \leq b_i/b_0 \leq 1,0$ - $0,25 \leq d_i/d_0 \leq 1,0$ - $b_0 \leq 200$ mm - $d_0 \leq 300$ mm - $-0,5 h_0 \leq e_{i/p} \leq 0,25 h_0$ - $-0,5 d_0 \leq e_{i/p} \leq 0,25 d_0$ - $e_{0/p} \leq 0,02 b_0$ or $\leq 0,02 d_0$ [e _{0/p} is out-of-plane eccentricity]
45 m=5	$\frac{t_0}{t_i} = 1,0$		
71 m=5	$\frac{t_0}{t_i} \geq 2,0$	Gap joints: Detail 2): K and N joints, rectangular structural hollow sections: 	Detail 2): $0,5 (b_0 - b_i) \leq g \leq 1,1 (b_0 - b_i)$ and $g \geq 2t_0$
36 m=5	$\frac{t_0}{t_i} = 1,0$		
71 m=5	$\frac{t_0}{t_i} \geq 1,4$	Overlap joints: Detail 3): K joints, circular or rectangular structural hollow sections: 	Details 3) e 4): <ul style="list-style-type: none"> - $30\% \leq \text{overlap} \leq 100\%$ - $\text{overlap} = (q/p) \times 100\%$ - Separate assessments needed for the chords and the braces. - For intermediate values of the ratio t_0/t_i interpolate linearly between detail categories. - Fillet welds permitted for braces with wall thickness $t \leq 8$ mm. - t_0 and $t_i \leq 8$ mm - $35^\circ \leq \theta \leq 50^\circ$ - $b_0/t_0 \times t_0/t_i \leq 25$ - $d_0/t_0 \times t_0/t_i \leq 25$ - $0,4 \leq b_i/b_0 \leq 1,0$ - $0,25 \leq d_i/d_0 \leq 1,0$ - $b_0 \leq 200$ mm - $d_0 \leq 300$ mm - $-0,5 h_0 \leq e_{i/p} \leq 0,25 h_0$ - $-0,5 d_0 \leq e_{i/p} \leq 0,25 d_0$ - $e_{0/p} \leq 0,02 b_0$ or $\leq 0,02 d_0$ [e _{0/p} is out-of-plane eccentricity]
56 m=5	$\frac{t_0}{t_i} = 1,0$		
71 m=5	$\frac{t_0}{t_i} \geq 1,4$	Overlap joints: Detail 4): N joints, circular or rectangular structural hollow sections: 	Definition of p and q:
50 m=5	$\frac{t_0}{t_i} = 1,0$		

TABELA A1– Classes de detalhe e exigências

Fonte: Eurocode 3, 2005, p. 27

Type of Weld	Tubular Application	Kind of Stress	Allowable Stress Design (ASD)	Load and Resistance Factor Design (LRFD)		Required Filler Metal Strength Level ^a
			Allowable Stress	Resistance Factor ϕ	Nominal Strength	
CJP Groove Weld	Longitudinal butt joints (longitudinal seams)	Tension or compression parallel to axis of the weld ^b	Same as for base metal ^c	0,9	0,6 F _y	Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal may be used
		Beam or torsional shear	Base metal 0,40 F _y Filler metal 0,30 F _{EXX}	0,9 0,8	0,6 F _y 0,6 F _{EXX}	
	Circunferencial butt joints (girth seams)	Compression normal to the effective area ^b	Same as for base metal	0,9	F _y	Matching filler metal shall be used
		Shear on effective area		Base metal 0,9 Weld metal 0.8	0,6 F _y 0,6 F _{EXX}	
		Tension normal to the effective area		0,9	F _y	
	Weld joints in structural T-, Y-, or K-connections in structures designed for critical loading such as fatigue, which would normally call for CJP welds	Tension, compression or shear on base metal adjoining weld conforming to detail of Figures 3.6 and 3.8-3.10 (tubular weld made from outside only without backing)	Same as for base metal or as limited by connection geometry (see 2.24 provisions for ASD)	Same as for base metal or as limited by connection geometry (see 2.24 provisions for LRFD)		Matching filler metal shall be used
		Tension, compression, or shear on effective area of groove welds, made from both sides or with backing				
Fillet Weld	Longitudinal joints of built-up tubular members	Tension or compression parallel to axis of the weld	Same as for base metal	0,9	F _y	Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal may be used
		Shear on effective area	0,30 F _{EXX} ^e	0,75	0,6 F _{EXX}	
	Joints in structural T-, Y-, or K-connections in circular lap joints and joints of attachments to tubes	Shear on effective throat regardless of direction of loading (see 2.23 and 2.24.1.3)	0,30 F _{EXX} or as limited by connection geometry (see 2.24)	0,75	0,6 F _{EXX}	Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal may be used ^d
			or as limited by connection geometry (see 2.24 for provision for LRFD)			

CONTINUA

Type of Weld	Tubular Application	Kind of Stress		Allowable Stress Design (ASD)	Load and Resistance Factor Design (LRFD)		Required Filler Metal Strength Level ^a
				Allowable Stress	Resistance Factor ϕ	Nominal Strength	
Plug and Slot Welds	Shear parallel to faying surfaces (on effective area)		Base metal 0,40 F _y Filler metal 0,30 F _{EXX}	Not Applicable		Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal may be used	
PJP Groove Weld	Longitudinal seam of tubular members	Tension or compression parallel to axis of the weld ^b		Same as for base metal ^c	0,9	F _y	Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal may be used
	Circumferential and longitudinal joints that transfer loads	Compression normal to the effective area	Joint not designed to bear	0,50 F _{EXX} , except that stress on adjoining base metal shall not exceed 0,60 F _y	0,9	F _y	Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal may be used
			Joint designed to bear	Same as for base metal			
		Shear on effective area		0,30 F _{EXX} , except that stress on adjoining base metal shall not exceed 0,50 F _y for tension, or 0,40 F _y for shear	0,75	0,6 F _{EXX}	Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal may be used
		Tension on effective area			Base metal 0,9 Weld metal 0.8	F _y 0,6 F _{EXX}	
	Structural T, Y-, or K-connection in ordinary structures	Load transfer across the weld as stress on the effective throat (see 2.23 and 2.24.1.3)	0,30 F _{EXX} or as limited by connection geometry (see 2.24), except that stress on na adjoining base metal shall not exceed 0,50 F _y for tension and compression, nor 0,40 F _y for shear	Base metal 0,9 Weld metal 0.8	F _y 0,6 F _{EXX}	Matching filler metal shall be used	
				or as limited by connection geometry (see 2.24 for provision for LRFD)			

TABELA A2– Tensões admissíveis para conexões tubulares soldadas

Fonte: AWS D1.1, 2008, p. 37

Stress Category	Situation	Kind of Stress ^a
A	Plain unwelded pipe	TCBR
B	Pipe with longitudinal seam	TCBR
B	Butt splices, CJP groove welds, ground flush and inspected by RT or UT (Class R)	TCBR
B	Members with continuously welded longitudinal stiffeners	TCBR
C ₁	Butt splices, CJP groove welds, as welded	TCBR
C ₂	Members with transverse (ring) stiffeners	TCBR
D	Members with miscellaneous attachments such as clips, brackets, etc.	TCBR
D	Cruciform and T-joint with CJP welds (except at tubular connections)	TCBR
DT	Connections designed as a simple T-, Y-, or K-connections with CJP groove welds conforming to Figures 3.8-3.10 (including overlapping connections in which the main member at each intersection meets punching shear requirements) (see Note b)	TCBR in branch member (Note: Main member must be checked separately per category K ₁ or K ₂)
E	Balanced cruciform and T- joints with PJP groove welds or fillet welds (except at tubular connections)	TCBR in member; weld must also be checked per category F
E	Members where doubler wrap, cover plates, longitudinal stiffeners, gusset plates, etc., terminate (except at tubular connections)	TCBR in member; weld must also be checked per category F
ET	Simple T-, Y-, and K-connections with PJP groove welds or fillet welds; also, complex tubular connections in which the punching shear capacity of the main member cannot carry the entire load and load transfer is accomplished by overlap (negative eccentricity), gusset, plates, ring stiffeners, etc. (see Note b)	TCBR in branch member (Main member in simple T-, Y-, or K-connections must be checked separately per category K ₁ or K ₂ ; weld must also be checked per category FT and 2.24.1)
F	End weld of cover plate or doubler wrap; welds on gusset plates, stiffeners, etc.	Shear in weld
F	Cruciform and T-joints, loaded in tension or bending, having fillet or PJP groove welds (except tubular connections)	Shear in weld (regardless of direction of loading) (see 2.23)
FT	Simple T-, Y-, or K- connections loaded in tension or bending, having fillet or PJP groove welds	Shear in weld (regardless of direction of loading)
X ₂	Intersecting members at simple T-, Y-, and K- connections; any connection whose adequacy is determined by testing na accurately scaled model or by theoretical analysis (e.g., finite element)	Greatest total range of hot spot stress or strain on the outside surface of intersecting members at the toe of the weld joining them-measured after shakedown in model or prototype connection or calculated with best available theory
X ₁	As for X ₂ , profile improved per 2.20.6.6 and 2.20.6.7	As for X ₂
X ₁	Unreinforced cone-cylinder intersection	Hot-spot stress at angle change; calculate per Note d
K ₂	Simple T-, Y-, and K-connections in which the gamma ratio R/t _c of main member does not exceed 24 (see Note c).	Punching shear for main members; calculate per Note e
K ₁	As for K ₂ , profile improved per 2.20.6.6 and 2.20.6.7	

TABELA A3 – Categorias de tensões para o tipo e localização do detalhe de seções circulares

Adaptada de: AWS D1.1, 2008, p. 27

^a T = tension, C = compression, B = bending, R = reversal – i.e., total range of nominal axial and bending stress.

^b Empirical curves (based on “typical” connection geometries; if actual stress concentration factors or hot spot strains are known, use of curve X₁ or X₂ is preferred.

^c Empirical curves (Figure 2.13, AWS D1.1) based on tests with gamma (R/t_c) of 18 to 24; curves on safe side for very heavy chord members (low R/t_c); for chord members (R/t_c greater than 24) reduce allowable stress in proportion to

$$\frac{\text{Allowable fatigue stress}}{\text{Stress from curve K}} = \left(\frac{24}{R/t_c} \right)^{0.7}$$

Where actual stress concentration factors or hot-spot strains are known, use of curve X₁ or X₂ is preferred.

$$^d \text{ Stress concentration factor - SCF} = \frac{1}{\cos \bar{\Psi}} + 1,17 \tan \bar{\Psi} \sqrt{\gamma_b}$$

where

$\bar{\Psi}$ = angle change at transition

γ_b = radius to thickness ratio of tube at transition

^e Cyclic range of punching shear is given by

$$V_p = \tau \sin \theta \left[\alpha f_a + \sqrt{(0,67 f_{by})^2 + (1,5 f_{bz})^2} \right]$$

where

τ and θ are defined in Figure (VER AWS D1.1), and

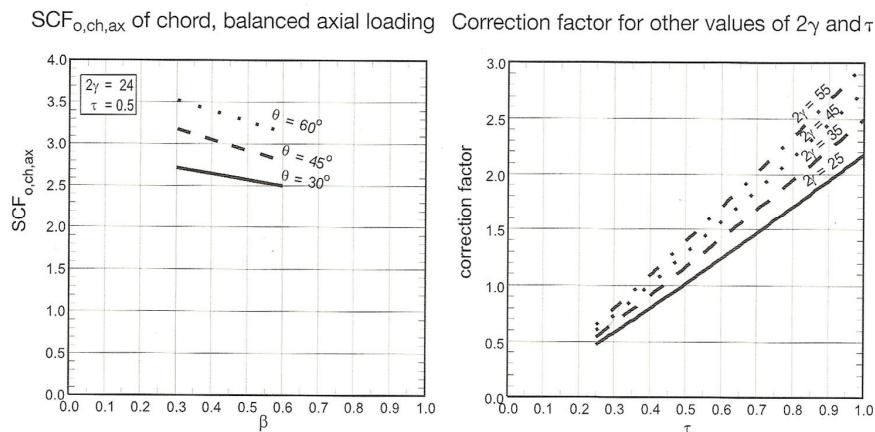
f_a = cyclic range of nominal branch member stress for axial load.

f_{by} = cyclic range of in-plane bending stress.

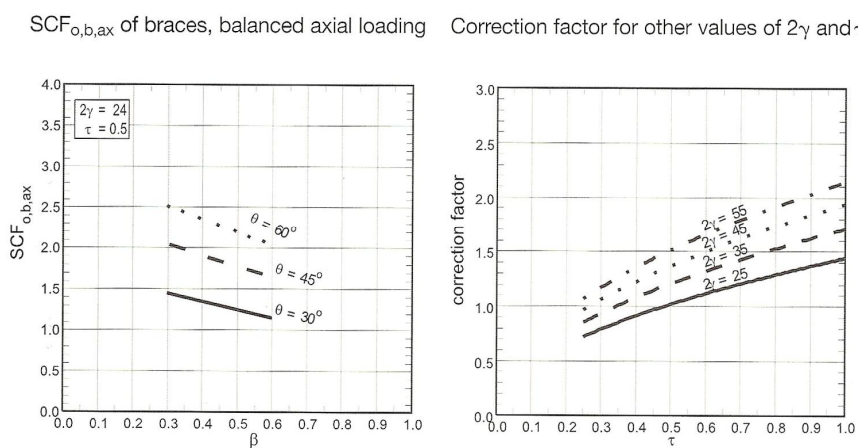
f_{bz} = cyclic range of out-of-plane bending stress.

α is as defined in Table (VER AWS D1.1, 2008).

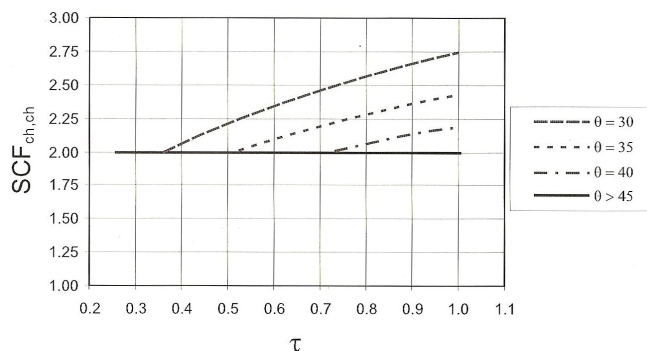
FATORES DE CONCENTRAÇÃO DE TENSÃO PARA LIGAÇÕES “K” COM “GAP” DE PERFIS TUBULARES CIRCULARES



(Banzo - condição 1 de carregamento: carregamento axial balanceado)



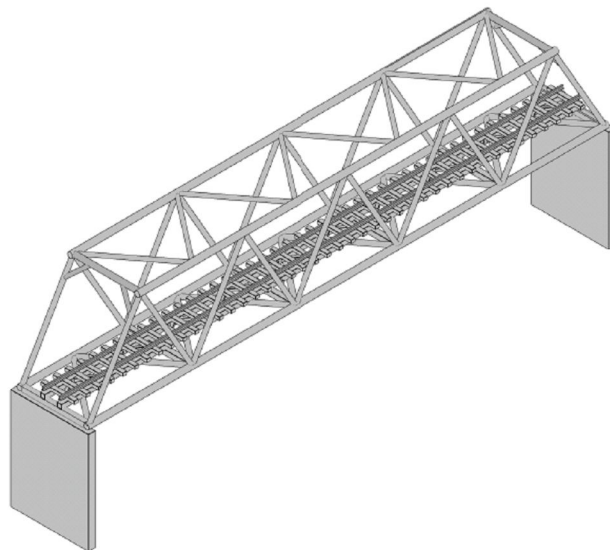
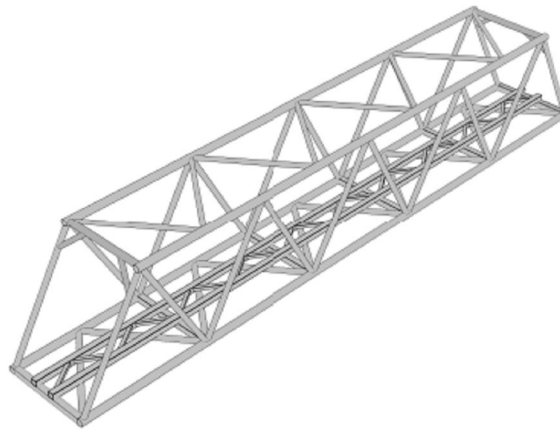
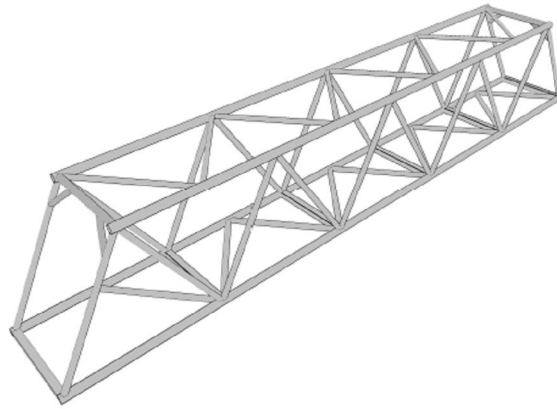
(Diagonal - condição 1 de carregamento: carregamento axial balanceado)



(Banzo - condição 2 de carregamento: carregamento axial e momento fletor)

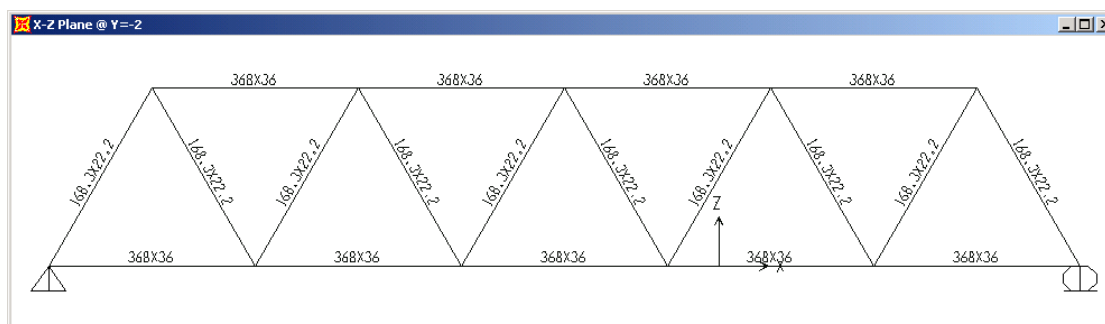
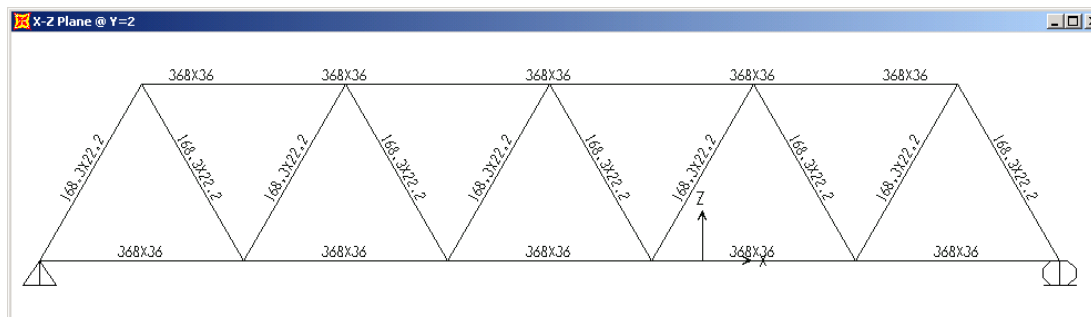
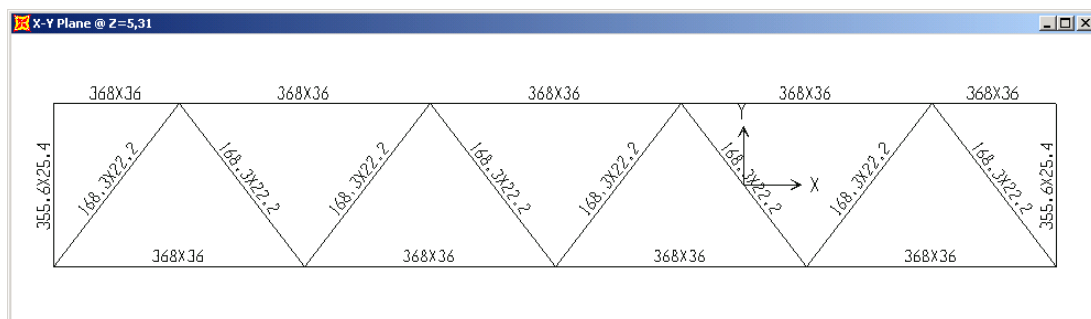
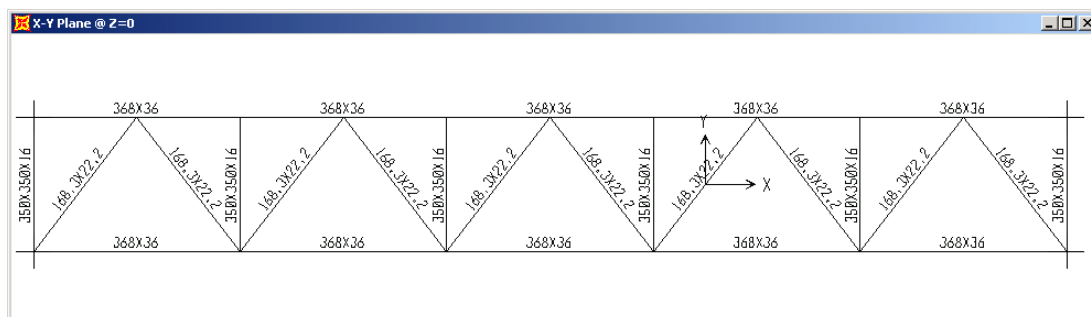
Figura A1 – Ábacos para cálculo de ligações CHS tipo “K” com “gap”
Fonte: CIDECT 8 (2000)

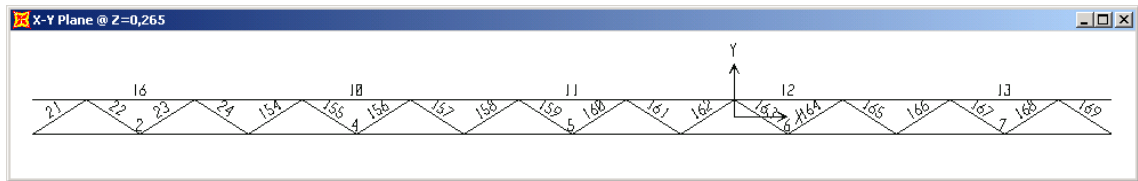
ANEXO B: Vistas e seções da estrutura proposta



ANEXO C: Análise feita no programa SAP 2000

Seções transversais dos perfis que compõem a estrutura





Linhas de influência

Lane Data

Lane Name:

Frame	Centerline Offset	Lane Width
2	0	0
2	0	0
4	0	0
5	0	0
6	0	0
7	0	0

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Reverse Order, Reverse Sign, Move Lane...

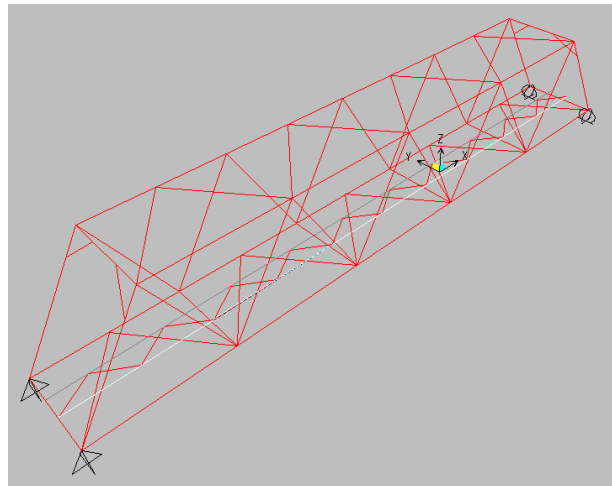
Objects Loaded By Lane:
☒ Program Determined
☐ Group

Lane Load Discretization:
 Along Lane:
 Across Lane:

Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane:
☒ Discretization Length Not Greater Than 1/ of Span Length
☒ Discretization Length Not Greater Than 1/ of Lane Length

Display Color: ☐

OK Cancel



Carga móvel

General Vehicle Data

Vehicle Name:

Usage:
☒ Lane Negative Moments at Supports
☒ Interior Vertical Support Forces
☒ All other Responses

Floating Axle Loads:
 Value: Width Type: Axle Width:
 For Lane Moments: One Point
 For Other Responses: One Point
☐ Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Use BD 37/01 (2002) for Uniform Load Length Effects
☐ Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only
 Straddle Reduction Factor:

Load Plan

Load Elevation

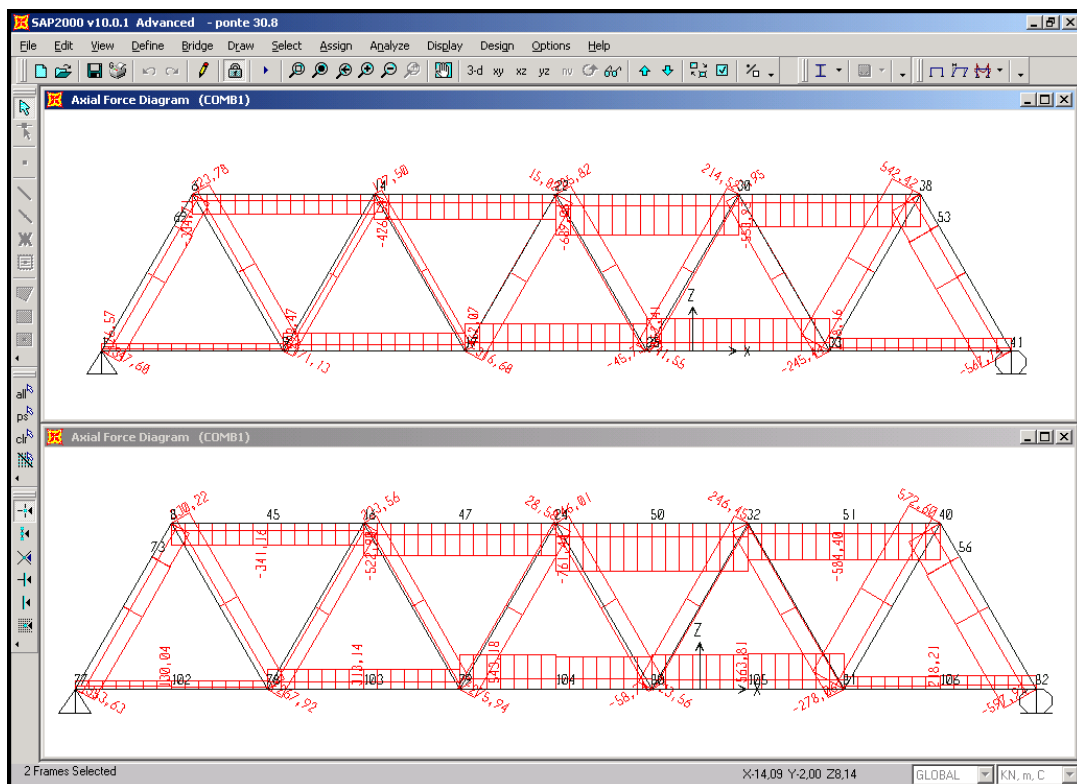
Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		25.	Zero Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite		25.	Zero Width		0.	One Point	
Fixed Length	11.		0.	Zero Width		170.	One Point	
Fixed Length	2.5		0.	Zero Width		170.	One Point	
Fixed Length	5.		0.	Zero Width		170.	One Point	
Fixed Length	2.5		0.	Zero Width		170.	One Point	
Fixed Length	11.		0.	Zero Width		170.	One Point	
Trailing Load	Infinite		25.	Zero Width		0.	One Point	

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

OK Cancel

Units:

Resultados dos esforços solicitantes nas vigas principais



Escolha da norma para verificação da estrutura

Steel Frame Design Preferences for EUROCODE 3-1993

Item	Value
1 Design Code	EUROCODE 3-1993
2 Time History Design	Envelopes
3 Framing Type	Moment Frame
4 GammaM0	1.1
5 GammaM1	1.1
6 Consider Deflection?	No
7 DL Limit, L /	120,
8 Super DL+LL Limit, L /	120,
9 Live Load Limit, L /	360,
10 Total Limit, L /	240,
11 Total-Camber Limit, L /	240,
12 Pattern Live Load Factor	0.75
13 Stress Ratio Limit	0.95
14 Max Number of Auto Iterations	1

Item Description

Explanation of Color Coding for Values
Blue: Default Value
Black: Not a Default Value
Red: Value that has changed during the current session

Set To Default Values: All Items Selected Items
Reset To Previous Values: All Items Selected Items

OK Cancel