

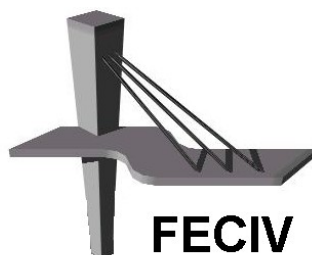
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Nº 040

**DIAGNÓSTICO NUMÉRICO DE VIGAS
VIERENDEEL FORMADAS POR PERFIS
TUBULARES METÁLICOS DE SEÇÃO
CIRCULAR**

ANNE DANIELLE FERRAZ LOPES RESENDE

UBERLÂNDIA, 31 DE JANEIRO DE 2008.



FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



Anne Danielle Ferraz Lopes Resende

**DIAGNÓSTICO NUMÉRICO DE VIGAS VIERENDEEL
FORMADAS POR PERFIS TUBULARES METÁLICOS DE
SEÇÃO CIRCULAR**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Área de Concentração: Engenharia das Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Francisco Antonio Romero Gesualdo

Uberlândia, 31 de JANEIRO de 2008.

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

- R433d Resende, Anne Danielle Ferraz Lopes, 1971-
 Diagnóstico numérico de vigas Vierendeel formadas por perfis tubulares metálicos de seção circular / Anne Danielle Ferraz Lopes Resende. - 2008.
 146 f. : il.
- Orientador: Francisco Antonio Romero Gesualdo.
- Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Uberlândia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.
 Inclui bibliografia.
1. Estruturas metálicas - Teses. I. Gesualdo, Francisco Antonio Romero. II. Universidade Federal de Uberlândia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDU: 624.014



ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ATA Nº: 040/2008

CANDIDATA: Anne Danielle Ferraz Lopes Resende

ORIENTADOR: Prof. Dr. Francisco Antonio Romero Gesualdo

TÍTULO: "Diagnóstico numérico de vigas Vierendeel formadas por perfis tubulares metálicos de seção circular"

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: Estruturas e Construção Civil

LINHA DE PESQUISA: Estruturas

DATA DA DEFESA: 31 de janeiro de 2008

LOCAL: Sala de Reuniões da FECIV

HORÁRIO DE INÍCIO E TÉRMINO DA DEFESA: 15:15h - 17:25h

Após avaliação do documento escrito, da exposição oral e das respostas às arguições, os membros da Banca Examinadora decidem que a candidata foi:

☒ APROVADA

☐ REPROVADA

OBS: A banca deixa a critério da candidata e do orientador o atendimento das sugestões apresentadas durante a defesa da dissertação.

Na forma regulamentar, foi lavrada a presente ata que está assinada pelos membros da Banca:

Prof. Dr. Francisco Antonio Romero Gesualdo
Professor Orientador: Prof. Dr. Francisco Antonio Romero Gesualdo – FECIV/UFU

Prof.ª Dr.ª Arlene Maria Sarmanho Freitas
Membro externo: Prof.ª Dr.ª Arlene Maria Sarmanho Freitas – UFOP/MG

Prof. Dr. Mauro Prudente
Membro: Prof. Dr. Mauro Prudente – FECIV/UFU

Uberlândia, 31 de janeiro de 2008.

*Aos meus pais pelo exemplo de vida e apoio incondicional em todos os momentos; às minhas irmãs pela sincera amizade e motivação; a Gilberto por todo carinho e confiança depositados em mim, a meu bebê e a **Deus**.*

In memoriam

*Este trabalho é humildemente dedicado a meu avô
Mário Lopes e a meu tio Evandro de Castro Ferraz,
que partiram, deixando lembranças e muitas saudades.*

AGRADECIMENTOS

Primeiro agradeço a **Deus** pela sua infinita bondade comigo.

Agradeço ao Professor Doutor Francisco Antonio Romero Gesualdo, pela orientação, confiança, e apoio fornecido durante o desenvolvimento deste trabalho. Levo comigo a enorme admiração e a amizade conquistada neste breve período de mestrado.

Agradeço a todos os meus familiares, em especial aos meus pais Mário Jr. e Anna Leonízia, às minhas irmãs Christiane, Gabriela e Gisela, a meu sobrinho Caio e a meu cunhado José Alexandre, que sempre me deram muito mais que apoio e incentivo.

Ao meu querido e amado marido Gilberto, meu fiel companheiro de tantas lutas e vitórias, a quem sou grata sobretudo pelo seu carinho, pela sua compreensão e pelo seu grande apoio e estímulo.

Aos professores, Adilson Ottoboni, Alceu A. Junior, Dra. Arlene Sarmanho Freitas, Me. Carlos Tadeu Dantas (*in memorian*), Me. Cidélia M. B. Lima, Dr. Dogmar A. de Souza Junior, Dr. Jesiel Cunha, Dr. José Carlos de Oliveira, Dra. Maria Cristina V. de Lima, Mário Vitor Pinheiro, Dr. Mauro Prudente, Dr. Paulo César P. Agostinho, Dr. Turibio José da Silva, pela colaboração e amizade.

Aos amigos Anamaria Moya, Eduardo Guimarães, Eliane Pereira, Felipe Viero, José Radi, Kênia Karla, Livia Ribeiro, Marcos Freitas, Mauro Barbosa, Ricardo Cruvinel, Rogério Marques e Wanderly da Silva pelo incentivo e amizade.

À Universidade Federal de Uberlândia e à Faculdade de Engenharia Civil, que forneceram o apoio necessário à realização da pesquisa e aos amigos da Secretaria da Pós-graduação, Sueli e equipe, pela colaboração prestada.

À CAPES pelo apoio financeiro desta pesquisa.

Resende, A. D. F. L. Diagnóstico numérico de vigas Vierendeel formadas por perfis tubulares metálicos de seção circular. 146f. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2008.

RESUMO

As vigas Vierendeel são sistemas reticulados de banzos paralelos utilizados em diversos tipos de construção, onde a iluminação, a ventilação e a arquitetura da construção impedem o uso de células com diagonais como nas treliças convencionais. Este trabalho apresenta um estudo do comportamento estrutural das vigas Vierendeel, constituídas de perfis tubulares metálicos de seção circular, por intermédio de uma análise global da estrutura e local das ligações do tipo "T" submetidas a forças axiais e flexão. É utilizado o método dos elementos finitos para avaliar a estrutura completa por meio do programa computacional ANSYS. Como o manual CIDECT e alguns autores indicam um cálculo simplificado pela introdução de articulações em pontos estratégicos, são realizados estudos comparativos entre o modelo simplificado e o chamado modelo real. Exemplos numéricos de dimensionamentos são apresentados, permitindo entender o comportamento deste tipo estrutural e saber o efeito gerado pela ovalação dos tubos no sistema usualmente calculado como reticulado. Para estes casos são apresentados os desenvolvimentos de cálculo das ligações e das barras utilizando-se o manual CIDECT nº 1 e os softwares HSS_connex 1.02 e GESTRUT, ambos em conformidade com a norma canadense CAN/ CSA-S16.1-94. São apresentadas diversas análises no sentido de mostrar as relações entre vão e altura de vigas do tipo Vierendeel e a interferência dos tubos na distribuição das tensões. Considera-se o trabalho como uma importante contribuição ao estudo das ligações tubulares metálicas ainda pouco difundidas no Brasil.

Palavras-chave: Estruturas Metálicas, Ligações Tubulares, Vigas Vierendeel, Método dos Elementos Finitos.

Resende, A. D. F. L. Numerical diagnosis of Vierendeel trusses made in steel circular hollow structural sections. 146f. MSc Dissertation, College of Civil Engineering, Federal University of Uberlândia, 2008.

ABSTRACT

Vierendeel trusses are framed structures having parallel chord members used in several types of buildings where lighting, ventilation and architectural definitions do not permit using cells with diagonal web members as in classic trusses. This work presents a study of Vierendeel trusses formed by hollow structural sections considering the global structure behavior and the local "T" connections under axial force and bending. The finite element method is used to assess the whole structure through software ANSYS. As the manual CIDECT and some authors indicate a simplified design by the introduction of hinges in strategic points, it is performed a comparison between this model and the simplified model called real. This assessment is indicated by the CIDECT nº 1 manual and by several authors, applying the computation of the stress and displacements. Numerical study cases are presented for better understanding over this structural type and gaining of knowledge about the effect generated by the ovalization of the tubes. Computation development of the connections and members are presented for these cases to make use the CIDECT nº 1 manual and the softwares HSS_connex 1.02 and GESTRUT, both in accordance with Canadian's rule CAN/ CSA-S16.1-94. Several analyses are presented as means of showing the relations between span and height of Vierendeel trusses and the interference of the tubes in stress distribution. This work is a contribution to the hollow structural section connections study, still little used in Brazil.

Keywords: Hollow Structural Section, Tubular Connections, Vierendeel Trusses, Finite Element Method.

SÍMBOLOS, ABREVIATURAS E SIGLAS

SÍMBOLOS

a) Letras romanas maiúsculas

A	- Seção genérica do montante
A_i	- Área da seção transversal da barra ($i = 0$ e 1)
B	- Seção genérica do banzo
C_e	- Tensão de flambagem (Euler)
C_{fi}	- Força axial atuante na barra i , sob forças fatoradas ($i = 0$ e 1)
C_{ipb}	- Parâmetro da eficiência para ligações "T" solicitadas por momentos fletores no plano ($i = 0$ e 1)
C_{ri}	- Força axial de cálculo atuante na barra i ($i = 0$ e 1)
C_T	- Parâmetro da eficiência para ligações "T"
D	- Distância entre dois montantes, onde $D = x+y$
E	- Módulo de deformação (elasticidade) longitudinal – Módulo de Young
F	- Vetor de forças sobre os nós
G	- Módulo de deformação transversal

H	- Altura
I	- Momento de inércia
K	- Matriz de rigidez
K_e	- Matriz de rigidez do elemento
L	- Comprimento total da viga
M	- Momento fletor atuante em uma seção genérica
M_a	- Momento fletor no montante
M_{fi}	- Momento fletor sob carregamento fatorado aplicado nas barras i ($i = 0$ e 1)
M_{ip}	- Momento fletor de pré-tensão na barra ($i = 0$ e 1)
M_n	- Momento fletor externo atuante nas células ($n = 0$ e 1)
M_{ri}	- Momento fletor de cálculo da barra i ($i = 0$ e 1)
M_I^*	- Resistência de cálculo da ligação para o momento fletor no plano
N	- Esforço axial
N'	- Esforço axial atuante em sentido contrário à N
N_{ip}	- Esforço axial de pré-tensão na barra ($i = 1$ e 2)
N_u	- Resistência última das ligações
N_u'	- Resistência última das ligações
N_I^*	- Resistência de cálculo da ligação para carregamento axial
P	- Força
Q	- Esforço cortante no montante

- S_i - Módulo de resistência elástica da seção da barra i , onde ($i = 0$ e 1)
- SCF - Stress Concentration Factor (Fator de Concentração de Tensão)
- $SNCF$ - Strain Concentration Factor (Fator de Concentração de Deformação)
- T - Esforço cortante atuante no banzo
- T_n - Esforço cortante atuante nas células, onde ($n = 1$ e 2)
- U_l - Fator de acréscimo para o momento gradiente e para efeitos de segunda ordem para força axial atuante no membro deformado
- $UY_{inf.}$ - Deslocamento na direção Y do banzo inferior
- $UY_{sup.}$ - Deslocamento na direção Y do banzo superior
- Z_i - Módulo de resistência plástica da seção da barra ($i = 0$ e 1)
- X_n - Esforço solicitante, onde ($n = 1, 2$ e 3)

b) Letras romanas minúsculas

- a - Distância da seção A até o centro da seção B
- a' - Nó a
- b - Distância da seção B até o centro do banzo
- b' - Nó b
- b_i - Altura da barra ($i = 0, 1, 2, \dots$)
- d_i - Diâmetro externo da barra ($i = 0, 1, 2, \dots$)
- e - Excentricidade da ligação
- eb - Espessura do banzo

eff	- Eficiência da ligação
em	- Espessura do montante
$f(n')$	- Função que inclui o banzo tracionado na equação da resistência da ligação
f_{op}	- Força axial de tração aplicada no banzo
f_{yi}	- Limite elástico especificado, ou seja, tensão de escoamento na barra ($i = 0$ e 1)
g	- espaçamento entre as barras dos montantes das ligações "K", "N" ou "KT"
h	- Altura da viga
	- Número inteiro utilizado para definir as barras das estruturas, tais como segue:
i	0: Banzo
	1: Montante (ligação "T")
ℓ	- Comprimento do banzo entre montantes
ℓ_i	- Largura da barra ($i = 0$ e 1)
m_n	- Momento atuante nos banzos ($n = 1$ e 2)
m'_n	- Momento atuante nos banzos de sentido oposto à m_n ($n = 1$ e 2)
n	- Quantidade de quadros que constituem a viga Vierendeel
n'	- fator da função que inclui o banzo tracionado na equação da resistência da ligação ($n' = f_{op}/f_{y0}$)
t_i	- Espessura da barra i do perfil tubular ($i = 0$ e 1)
u	- Vetor dos deslocamentos
x	- Comprimento parcial do banzo
y	- Comprimento parcial do banzo

c) Letras gregas minúsculas

α	- Relação entre duas vezes a largura pela altura da barra do banzo ($\alpha = 2\ell_0/ b_0$)
β	- Relação de diâmetros entre as barras do montante pelo banzo ($\beta = d_1/ d_0$)
γ	- Relação entre a metade do diâmetro pela espessura do banzo ($\gamma = d_0/ 2t_0$)
$\theta_{a'}$	- Ângulo de deformação do nó a'
$\theta_{b'}$	- Ângulo de deformação do nó b'
θ_i	- Ângulo formado entre as barras dos montantes e/ ou inclinadas pelos banzos
κ	- Relação entre o menor pelo maior momento fatorado
π	- ($\pi = 3,1416$)
σ_I	- Tensão principal
σ_{VM}	- Tensão de Von Mises
ν	- Coeficiente de Poisson
φ'	- Fator de resistência
ϕ'	- Fator de resistência
ω_I	- Coeficiente usado para determinar o efeito de curvatura uniforme na viga-coluna

d) Letras gregas maiúsculas

Δ	- Deslocamento
Ω	- Domínio

ABREVIATURAS

<i>a. C</i>	- antes de Cristo
<i>BE</i>	- Boundary Element (Elemento de Contorno)
<i>CG</i>	- centro de gravidade
<i>CT</i>	- centro de torção
<i>FE</i>	- Finite Element (Elemento Finito)
<i>St</i>	- saint

SIGLAS

<i>AISC</i>	- American Institute of Steel Construction
<i>BSI</i>	- British Standards Institution (BS7910)
<i>CIDECT</i>	- Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire
<i>CISC</i>	- Canadian Institute of Steel Construction
<i>FAD</i>	- Failure Assessment Diagram (Diagrama de Falha de Cálculo)
<i>HSS</i>	- Hollow Structural Section (Seção Tubular Estrutural)
<i>IIW</i>	- International Institute of Welding
MO_n	- Modos de falha ($n = 1, 2, 3, 4, \text{ e } 5$)
<i>MEF</i>	- Método dos Elementos Finitos
<i>PTV</i>	- Princípio dos Trabalhos Virtuais
<i>URSS</i>	- União das Repúblicas Socialistas Soviética

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Exemplos de estruturas metálicas tubulares	26
Figura 2 - Áreas de aplicação dos tubos estruturais	27
Figura 3 - Tipos básicos de ligações de treliça.....	28
Figura 4 - Palácio de Kremlin.....	32
Figura 5 - Ponte de Coalbrookdale, Inglaterra	33
Figura 6 - Pontes executadas em Arcos e Treliças	34
Figura 7 - Ponte construída por Thomas Telford, em 1826.....	34
Figura 8 - Ponte Britania	35
Figura 9 - Colapso na montagem da Ponte de Quebec (1907 e 1916)	35
Figura 10 - Ponte de Eads, St. Louis	36
Figura 11 - Ossatura em Estrutura Metálica.....	36
Figura 12 - Ponte sobre o rio São Lourenço (1917), Quebec.....	37
Figura 13 - Ponte sobre o estreito de Verrazano, Nova Iorque	37
Figura 14 - Edifício World Trade Center, Nova Iorque	37
Figura 15 - Chicago Sears Building, Chicago	38
Figura 16 - Torre Eiffel (1889), com 312 m de altura em Paris	38
Figura 17 - Estátua da Liberdade (1886) em Nova Iorque	38
Figura 18 - Passarela no Parc de la Villette, em Paris.....	39
Figura 19 - Treliça do tipo espacial	39
Figura 20 - Esculturas feitas com tubos	39

Figura 21 – Alguns modos de falha nas ligações "T" de perfis tubulares circulares.....	41
Figura 22 – Configuração das relações entre as ligações "T", "X" e "TT"	42
Figura 23 – Modos de falha, segundo Morita et al.....	43
Figura 24 – Três tipos de juntas consideradas	43
Figura 25 – Modos de falha, proposto por Zhao	44
Figura 26 – Tipos de reforços nas ligações	45
Figura 27 – Modos de falha, segundo Mashiri et al	47
Figura 28 - Comparação do esqueleto humano com um robô industrializado de alta tecnologia	49
Figura 29 - Ponte de ARZL WALD, na Áustria	49
Figura 30 – Projeto NorConHouse, na Alemanha.....	50
Figura 31 - Passarela	50
Figura 32 - Geometria tubular dos bambus com sua estrutura do tecido vascular.....	51
Figura 33 - Utilização do Bambu como andaimes, na China	51
Figura 34 - Empregos do Bambu.....	51
Figura 35 - Bambu utilizado em construções	52
Figura 36 - Ponte de Antrenas	53
Figura 37 - Comparação entre treliças.....	53
Figura 38 - Exemplo de estrutura solicitada à torção	54
Figura 39 – Coincidência do CT, CG e simetria radial das seções circulares.....	54
Figura 40 - Resistência ao vento e à água	55
Figura 41 - Pilares mistos com seus respectivos detalhes	56
Figura 42 – Comparação do posicionamento de um perfil genérico com um tubular cilíndrico, frente à reversibilidade de suas linhas de bordo.....	56
Figura 43 - Emprego dos perfis tubulares	57
Figura 44 – Parâmetros geométricos	58
Figura 45 – Eficiência das ligações "T" e "Y"	61

Figura 46 – Diagrama de cálculo para ligações solicitadas por momentos fletores - no plano	63
Figura 47 – Rigidez da ligação "T", para flexão no plano	63
Figura 48 – Arthur Vierendeel	66
Figura 49 – Sala de leitura da Biblioteca Nacional de Paris	68
Figura 50 – Viga Vierendeel em arcadas simples	68
Figura 51 – Viga Vierendeel em arcada dupla	68
Figura 52 – Viga Vierendeel – vista frontal	69
Figura 53 – Viga Vierendeel	69
Figura 54 – Quadro fechado – sistema auto-equilibrado.....	70
Figura 55 – Grau de hiperasticidade da viga em estudo.....	70
Figura 56 – Exemplos de aplicações	71
Figura 57 - Ponte Raul Veiga	71
Figura 58 – Deformação na barra.....	73
Figura 59 – Ponto de inflexão	73
Figura 60 – Esforços nas seções entre dois painéis em arcadas sucessivas	74
Figura 61– Esforços atuantes nos banzos.....	75
Figura 62– Esforços atuantes nas seções médias dos montantes e banzos.....	76
Figura 63 – Viga Vierendeel a ser ensaiada	77
Figura 64 – Viga Vierendeel antes do ensaio	78
Figura 65– Viga Vierendeel após o ensaio.....	78
Figura 66 – Modelo Real da estrutura	80
Figura 67 – Modelo Simplificado da estrutura.....	80
Figura 68 – Modelo Real da estrutura gerado pelo GESTRUT	81
Figura 69 – Modelo Simplificado da estrutura gerado pelo GESTRUT.....	81
Figura 70 – Gráfico comparativo entre as Forças Axiais	83
Figura 71 – Gráfico comparativo entre as Forças Cortantes	85

Figura 72 – Gráfico comparativo entre os Momentos Fletores	86
Figura 73 – Gráfico comparativo dos deslocamentos	87
Figura 74 – Estrutura deformada do Modelo Real	88
Figura 75 – Estrutura deformada do Modelo Simplificado	88
Figura 76 – Esquema da ligação "T" – Exemplo M1 Modelo Real	90
Figura 77 – Programa HSS_connex 1.02 – entrada de dados da ligação "T"	94
Figura 78 – Programa HSS_connex 1.02 – entrada de dados da ligação "T" - banzo	95
Figura 79 – Programa HSS_connex 1.02 – entrada de dados da ligação "T" - montante ...	95
Figura 80 – Visualização da ligação "T" gerada no HSS_connex 1.02	96
Figura 81 - Visualização dos dados inseridos no HSS_connex 1.02 da ligação "T" - banzo	96
Figura 82 - Visualização dos dados inseridos no HSS_connex 1.02 da ligação "T" – banzo e montante	97
Figura 83 - Visualização dos resultados gerados no HSS_connex 1.02 da ligação "T"	97
Figura 84 – Esquema da ligação "T" – Exemplo M1 Modelo Simplificado	99
Figura 85 – Gráfico comparativo entre os modelos – N^*_1	101
Figura 86 – Gráfico comparativo entre os modelos – M^*_1	101
Figura 87 – Aproveitamento das barras	102
Figura 88 – Aproveitamento das ligações	102
Figura 89 – Gráfico das resistências de cálculo das forças axiais entre os modelos – N^*_1	105
Figura 90 – Gráfico das resistências de cálculo dos momentos fletores entre os modelos – M^*_1	105
Figura 91 – Aproveitamento máximo das barras × Aproveitamento máximo das ligações	106
Figura 92 – Geometria do elemento SHELL63	112
Figura 93 – Esquema real da estrutura	113
Figura 94 – Modelagem das ligações que constituem a viga Vierendeel	113
Figura 95 - Geração das malhas nas ligações "T"	114

Figura 96 – Diferenças entre malhas	115
Figura 97 - União das ligações	115
Figura 98 – Banzo inferior sem a placa enrijecedora	116
Figura 99 – Detalhes da criação da placa enrijecedora	116
Figura 100 - Estrutura com as condições de contorno na face interna dos tubos.....	116
Figura 101 - Apoio de 2º gênero	117
Figura 102 - Condições de contorno devido à simetria da estrutura	117
Figura 103 - Gráfico dos deslocamentos na direção Y: Banzo Superior	120
Figura 104 - Gráfico dos deslocamentos na direção Y: Banzo Inferior	121
Figura 105 – Deslocamento máximo da estrutura na direção Y.....	121
Figura 106 – Deslocamentos na direção Y da segunda ligação	122
Figura 107 – Deformação verificada no montante da segunda ligação, fator de escala 10	122
Figura 108 – Abaulamento dos banzos do modelo T300 Ansys Não-Linear, fator de escala 15	123
Figura 109 – Abaulamento do banzo superior do modelo T1300 Ansys Não-Linear, fator de escala 15.....	123
Figura 110 – Abaulamento do banzo superior do modelo T2500 Ansys Não-Linear, fator de escala 15.....	124
Figura 111 – Abaulamento do banzo superior do modelo T5000 Ansys Não-Linear, fator de escala 15.....	124
Figura 112 – Tensões principais " σ_1 " modelo T300 – segunda ligação	125
Figura 113 – Tensões principais " σ_1 " modelo T500 – segunda ligação	125
Figura 114 – Tensões principais " σ_1 " modelo T2500 – segunda ligação	126
Figura 115 – Tensões principais " σ_1 " modelo T5000 – segunda ligação	126
Figura 116 – Tensões Principais " σ_1 " modelo T300 - viga	127
Figura 117 – Tensões Principais " σ_1 " modelo T500 - viga	128
Figura 118 – Tensões Principais " σ_1 " modelo T2500 - viga	128
Figura 119 – Tensões Principais " σ_1 " modelo T5000 - viga	129

Figura 120 – Tensões de Von Mises " σ_{VM} " modelo T300 – segunda ligação.....	130
Figura 121 – Tensões de Von Mises " σ_{VM} " modelo T500 – segunda ligação.....	130
Figura 122 – Tensões de Von Mises " σ_{VM} " modelo T2500 – segunda ligação.....	130
Figura 123 – Tensões de Von Mises " σ_{VM} " modelo T5000 – segunda ligação.....	131
Figura 124 – Tensões de Von Mises " σ_{VM} " modelo T300 - viga	131
Figura 125 – Tensões de Von Mises " σ_{VM} " modelo T500 - viga	132
Figura 126 – Tensões de Von Mises " σ_{VM} " modelo T2500 - viga	132
Figura 127 – Tensões de Von Mises " σ_{VM} " modelo T5000 - viga	133
Figura 128 – Comparação entre tensões: $\sigma_1 \times \sigma_{VM}$	134
Figura 129 – Deformação no banzo	137
Figura 130 – Deformação no montante	137

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Resistência das ligações soldadas de seções tubulares circulares	59
Tabela 2 - Funções de pré-tensão atuante no banzo	59
Tabela 3 - Limites de validade das ligações soldadas de seções tubulares circulares.....	60
Tabela 4 - Coeficiente de redução para avaliar a eficiência da resistência da ligação para barra comprimida.....	61
Tabela 5 - Recomendações de cálculo para ligações solicitadas por momentos fletores primários.....	62
Tabela 6 - Quadro de comparação entre as forças axiais	82
Tabela 7 - Quadro de comparação entre as forças cortantes	83
Tabela 8 - Quadro de comparação entre os momentos fletores.....	85
Tabela 9 - Características físicas e geométricas – Exemplo M1 Modelo Real	90
Tabela 10 - Características físicas e geométricas – Exemplo M1 Modelo Simplificado	99
Tabela 11 – Valores do dimensionamento das ligações – Exemplo M1 Modelo Simplificado	99
Tabela 12 - Quadro comparativo: Exemplo M1 – Modelo Real × Modelo Simplificado.	100
Tabela 13 – N_1^* e M_1^* : Modelo Real × Modelo Simplificado.....	100
Tabela 14 – Aproveitamento das barras e das ligações: Modelo Real × Modelo Simplificado	101
Tabela 15 – Tabela de pesos da estrutura.....	103
Tabela 16 – Resultado dos novos dimensionamentos: $300 \leq h \leq 1500$	103
Tabela 17 – Resultado dos novos dimensionamentos: $1700 \leq h \leq 2900$	104
Tabela 18 – Resultado dos novos dimensionamentos: $3000 \leq h \leq 5000$	104

Tabela 19 – Características geométricas dos modelos: $300 \leq h \leq 2300$	110
Tabela 20 – Características geométricas dos modelos: $2500 \leq h \leq 5000$	110
Tabela 21 - Propriedades do material	112
Tabela 22 - Locais e valores das forças aplicadas na estrutura	117
Tabela 23 – Deslocamentos máximos na direção Y - banzo superior: $300 \leq h \leq 2100$	119
Tabela 24 – Deslocamentos máximos na direção Y - banzo superior: $2300 \leq h \leq 5000$..	119
Tabela 25 – Deslocamentos máximos na direção Y - banzo inferior: $300 \leq h \leq 2100$	119
Tabela 26 – Deslocamentos máximos na direção Y - banzo inferior: $2300 \leq h \leq 5000$...	120
Tabela 27 – Deslocamentos máximos verificados na direção Z: $300 \leq h \leq 2100$	124
Tabela 28 – Deslocamentos máximos verificados no banzo inferior: $2300 \leq h \leq 5000$...	125
Tabela 29 – Máximas Tensões Principais ocorridas na segunda ligação: $300 \leq h \leq 2100$	127
Tabela 30 – Máximas Tensões Principais ocorridas na segunda ligação: $2300 \leq h \leq 5000$	127
Tabela 31 – Máximas Tensões de Von Mises ocorridas na segunda ligação: $300 \leq h \leq 2100$	133
Tabela 32 – Máximas Tensões de Von Mises ocorridas na segunda ligação: $2300 \leq h \leq 5000$	133

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	26
1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	26
1.2 OBJETIVO	29
1.3 JUSTIFICATIVA	29
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO	30
CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	32
2.1 PANORAMA DA ESTRUTURA METÁLICA NO MUNDO	32
2.2 LIGAÇÕES TUBULARES METÁLICAS	40
2.2.1 Estado da arte	40
2.3 PERFIS TUBULARES CIRCULARES.....	48
2.3.1 Generalidades	48
2.3.2 Vantagens e utilizações	52
2.4 LIGAÇÃO SOLDADA TIPO "T"	57
2.4.1 Configuração da ligação "T"	58
2.4.2 Verificação das ligações	58
2.5 VERIFICAÇÃO DAS BARRAS – ESTRUTURA GLOBAL.....	64
CAPÍTULO 3 – VIGA VIERENDEEL	66
3.1 GENERALIDADES	66
3.2 O SISTEMA CONSTRUTIVO	68
3.3 DESENVOLVIMENTO TEÓRICO	72

3.4 MÉTODO DE VIERENDEEL	73
3.4.1 Cálculo do esforço cortante no banzo	74
3.4.2 Cálculo do esforço axial no banzo.....	75
3.4.3 Cálculo do momento fletor no banzo	75
3.4.4 Cálculo do esforço cortante no montante	75
3.4.5 Cálculo do esforço axial no montante	76
3.4.6 Cálculo do momento fletor no montante	76
3.5 EXPERIMENTO DE VIERENDEEL	77
CAPÍTULO 4 – AVALIAÇÕES NUMÉRICAS DE VIGAS VIERENDEEL	79
4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	79
4.2 ESFORÇOS SOLICITANTES.....	79
4.3 DESLOCAMENTOS	87
CAPÍTULO 5 – EXEMPLOS NUMÉRICOS.....	89
5.1 GENERALIDADES	89
5.2 EXEMPLOS DE DIMENSIONAMENTOS	90
5.2.1 Exemplo M1 – Estrutura do Modelo Real.....	90
5.2.1.1 Características físicas e geométricas	90
5.2.1.2 Verificação das ligações	91
5.2.1.3 Verificação das barras – Estrutura global.....	98
5.2.2 Exemplo M1 – Estrutura do Modelo Simplificado	99
5.2.2.1 Características físicas e geométricas	99
5.2.2.2 Verificação das ligações	99
5.2.2.3 Verificação das barras – Estrutura global.....	100
5.3 NOVOS MODELOS DE DIMENSIONAMENTO	103
5.3.1 Variação entre a altura dos montantes.....	103
CAPÍTULO 6 – ANÁLISE NUMÉRICA.....	107
6.1 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)	107

6.1.1 Breve histórico.....	107
6.1.2 Idéia básica do método	108
6.2 MODELAGEM NUMÉRICA.....	109
6.2.1 Generalidades	109
6.2.2 Definição dos modelos	110
6.2.3 Escolha do elemento finito utilizado	111
6.2.4 Características do material	112
6.2.5 Geração dos modelos numéricos	112
6.3 PROCESSAMENTO DOS MODELOS NUMÉRICOS.....	118
6.4 ANÁLISES E RESULTADOS	118
6.4.1 Deslocamentos e deformações	118
6.4.2 Tensões principais " σ_1 "	125
6.4.3 Tensões de Von Mises " σ_{VM} "	129
CAPÍTULO 7 - CONCLUSÕES	135
7.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS	135
7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	138
REFERÊNCIAS	139

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Nos últimos anos a utilização de estruturas metálicas com perfis tubulares na construção civil vem se intensificando devido às simplicidades das formas das seções e suas excelentes propriedades mecânicas, tornando assim possível à elaboração das mais variadas obras, com soluções duráveis, leves, econômicas e estruturalmente seguras, como ilustra a Figura 1.



a) Aeroporto dos Guararapes, Recife/ PE



b) Ipê - Fábrica de pincéis e embalagens, Cajamar/ SP



c) Unidade da Natura, Cajamar/ SP



d) Guarita na entrada de acesso em Curitiba/ PR

Figura 1 - Exemplos de estruturas metálicas tubulares

Fonte: www.metalica.com.br [2003?].

A eficiência dessas estruturas está intimamente relacionada à geometria da seção, pois as mesmas podem resistir às elevadas solicitações de esforços axiais, torção e efeitos combinados.

O sistema estrutural metálico apresenta algumas características que o torna viável em muitas aplicações e, em alguns casos, pode ser a única solução de projeto e execução. Podem-se destacar como aspectos positivos, a velocidade de montagem da estrutura, a capacidade de vencer grandes vãos, a redução das dimensões das peças estruturais e conseqüentemente, a redução no peso total da edificação. Outra característica importante do emprego do aço é o fato de ser um material reciclável.

Os tubos estruturais são utilizados em estruturas para coberturas e fechamentos, edifícios industriais com ou sem ponte rolante, hangares, passarelas, pontes e viadutos, plataformas marinhas e industriais, silos e armazenagem, torres de transmissão e telecomunicações, equipamentos de diversão, reservatórios e estruturas espaciais (Figura 2).



a) Aeroporto de Stuttgart



b) Roda Gigante de Londres



c) Sony Center em Berlim



d) Reservatório na Alemanha

Figura 2 - Áreas de aplicação dos tubos estruturais

Fonte: www.vmtubes.de [2002?] e Meyer (2002).

Os perfis tubulares possuem características estruturais vantajosas em relação às outras seções, especialmente quando sujeitos à compressão ou torção, pois possuem altos valores de raio de giração em torno dos eixos principais de inércia, excelente distribuição de massa em torno do centro de gravidade, significando maior eficácia da seção transversal em resistir a momentos de torção. Esses perfis possuem formas aerodinâmicas, que por resultarem da ausência de saliências, de arestas e serem fechados, reduzem as ações provocadas pela água ou pelo vento.

Atualmente com a crescente utilização de estruturas tubulares, as ligações entre tubos tornaram-se muito importante devendo ser simplificadas e padronizadas para a obtenção de êxito de um projeto em estruturas metálicas.

Ainda em relação às ligações, emprega-se uma terminologia associada ao tipo de encontro entre as barras, especialmente para o caso de treliças. Utilizam-se letras do alfabeto para designar a posição entre as barras, tais como, ligação "K" para o encontro dos banzos com as diagonais inclinadas, "T" para o encontro entre o banzo e o montante, "N" para o encontro entre o banzo, montante e diagonal, "KT" para o encontro de banzo, montante e diagonal, totalizando o encontro de cinco barras e assim por diante, como ilustra a Figura 3 (SANTOS, 2003).

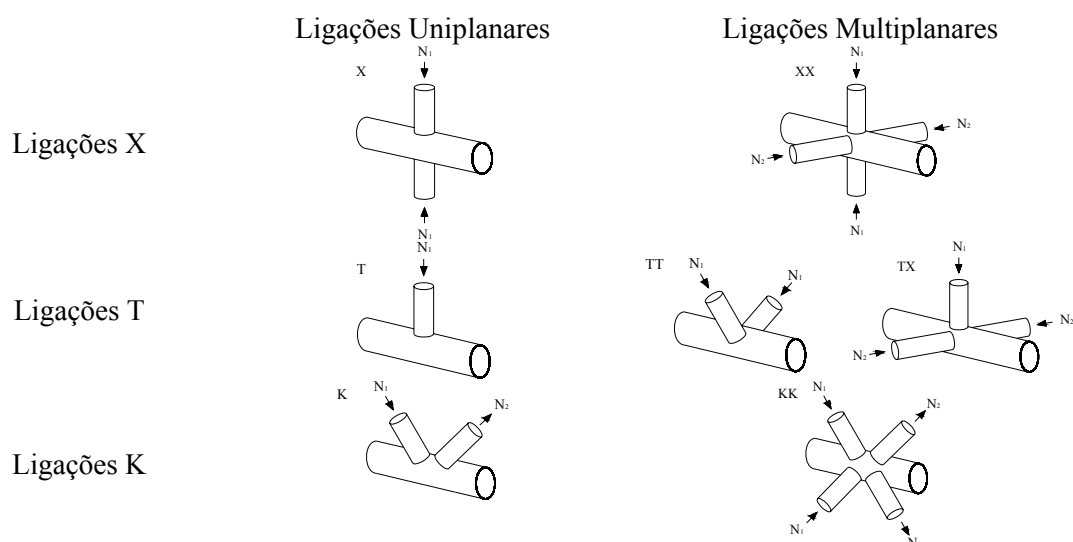


Figura 3 - Tipos básicos de ligações de treliça
Fonte: Packer e Henderson (1997).

É de fundamental importância o conhecimento do comportamento estrutural das ligações para que se possa analisar a resposta global das estruturas.

1.2 OBJETIVO

Este trabalho tem como objetivo estudar detalhadamente o comportamento de uma ligação soldada do tipo "T", representativas do caso das ligações de vigas do tipo Vierendeel constituídas por perfis tubulares metálicos de seções circulares, submetida a forças axiais e momentos fletores, sob carregamento predominantemente estático. O diagnóstico numérico da estrutura em estudo será obtido por meio do desenvolvimento da modelagem numérica empregando o método dos elementos finitos (MEF). Será realizada uma avaliação dos deslocamentos, das tensões e das deformações localizadas quando a viga for submetida a diferentes alturas de montantes. Todas as barras e ligações serão previamente dimensionadas, para garantir que as estruturas analisadas representem situações viáveis para a condição de serviço.

1.3 JUSTIFICATIVA

As estruturas metálicas, por serem pré-fabricadas, requerem definição antecipada da obra de todos os elementos que integram o seu conjunto, pois o êxito da modalidade construtiva está diretamente ligado ao bom projeto. Em virtude do estudo das ligações representar um importante papel para a avaliação correta em fase de projeto, este sempre será um fator determinante.

Usualmente, as análises estruturais são feitas considerando a estrutura como sendo um conjunto de barras interligadas por intermédio de pontos nodais que caracterizam as ligações. Uma ligação pode ser constituída de vários elementos onde geralmente, ocorre uma elevada concentração de tensões, por isso, o conhecimento do comportamento estrutural das ligações é de grande importância para que se possa analisar a resposta global da estrutura.

Especificamente para o caso de ligações entre perfis tubulares devem ser avaliados os efeitos adicionais associados ao abaulamento dos mesmos. O conhecimento destes efeitos é fundamental para a elaboração de projetos otimizados e eficientes.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho é constituído por sete capítulos, organizados da seguinte maneira:

Capítulo 1 – Introdução: justifica e aponta a importância do tema escolhido, contextualiza o trabalho, apresenta o objetivo e a metodologia por intermédio da proposta do trabalho, bem como, a estrutura de apresentação.

Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica: mostra a trajetória relativa ao emprego da estrutura metálica no mundo e no Brasil e apresenta uma ampla revisão bibliográfica sobre o estudo do comportamento das ligações em perfis tubulares. Apresenta também, as generalidades dos perfis tubulares, bem como, suas vantagens e utilizações. Em seguida, são apresentados os equacionamentos de cálculo para o dimensionamento das ligações e das barras da viga Vierendeel.

Capítulo 3 – Viga Vierendeel: uma concisa introdução sobre o seu criador é apresentada. Como justificativa para o uso deste tipo de estrutura, são exibidos a apresentação do sistema construtivo, seu desenvolvimento teórico e método de aplicação. É apresentado o primeiro ensaio realizado por Arthur Vierendeel para validação de sua teoria sobre a viga.

Capítulo 4 – Avaliações Numéricas de Vigas Vierendeel: Por intermédio do programa GESTRUT (2007), a viga Vierendeel é modelada sob duas situações distintas (Modelo Real e Simplificado) e com o intuito de avaliar o desvio de resultados produzidos por estas situações é realizada uma comparação dos valores dos esforços e deslocamentos.

Capítulo 5 – Exemplos Numéricos: com a finalidade de dar continuidade ao estudo comparativo entre os modelos estruturais propostos (Modelo Real e Simplificado), três exemplos numéricos de dimensionamentos são apresentados. Para estes casos são abordados os desenvolvimentos de cálculo das ligações e das barras utilizando os *softwares* HSS_connex 1.02 e GESTRUT, respectivamente. Ainda em relação aos dimensionamentos, para a realização de uma análise mais detalhada do comportamento estrutural, diferentes alturas foram adotadas para os montantes.

Capítulo 6 – Análise Numérica: o método numérico utilizado é apresentado por meio de um breve histórico de sua aplicabilidade e da idéia básica de seu funcionamento. Os procedimentos para a modelagem numérica da viga em estudo são apresentados e as análises são realizadas utilizando o exemplo denominado M1 do Modelo Real. Para a análise numérica utilizou-se o programa ANSYS® 10.0. Este programa possui diversos recursos de geração de malhas e uma biblioteca com grande variedade de elementos, possibilitando a elaboração de modelos sofisticados para a simulação e verificação do comportamento estrutural.

Capítulo 7 – Conclusões: são feitas as considerações finais com as principais conclusões obtidas no trabalho, assim como, sugestões para trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 PANORAMA DA ESTRUTURA METÁLICA NO MUNDO

O vestígio mais remoto do ferro é um conjunto de quatro esferas de ferro, localizadas em El-Gezivat, datadas de 4.000 a.C. Em 1500 a.C já se fazia a exploração do minério no Oriente e a cerca de 50 a.C o Império Romano difundiu o emprego deste material por meio dos armamentos bélicos. Com a queda do Império Romano, desenvolveu-se na Espanha a forja catalã que dominou todo o processo de obtenção do ferro e do aço na idade média. Ainda neste período, seu emprego se espalhou pela Alemanha, Inglaterra e França. Em 1630 surge o alto forno a carvão mineral e somente no final do século XVII foi criado o primeiro forno laminador (QUEIROZ, 1993).

O primeiro material siderúrgico empregado na construção foi o ferro fundido. Ao que se sabem, as primeiras estruturas metálicas utilizadas foram os caibros de ferro sobrepostos que recobrem o antigo Palácio do Kremlin em Moscou (Figura 4).



Figura 4 - Palácio de Kremlin

Fonte: http://www.csey.de/rus/kr1_s.htm (2000).

Em 1725 as estruturas de ferro fundido foram aplicadas pela primeira vez como elementos de sustentação para recobrir um vão de 12 metros na Fábrica de Nevian, nos Urais.

De acordo com Pfeil (1982), o ferro fundido é um metal ferroso constituído por ligas de ferro e carbono com outros elementos adicionais (silício, manganês, fósforo, enxofre e outros). Por conter um teor elevado de carbono, na ordem de 1,8 % a 4,5 %, possui uma boa resistência à compressão e em virtude disso, ele foi muito empregado em arcos, treliças e pilares.

A primeira ponte de ferro fundido foi a de Coalbrookdale, sobre o rio Severn, na Inglaterra (Figura 5). Trata-se de um arco semicircular com vão de 30 metros, construída em 1779.



Figura 5 - Ponte de Coalbrookdale, Inglaterra
Fonte: Meyer (1999).

No final do século XVIII, foram construídos o teatro Polaris Royal e a escadaria do Louvre, na França (1780) e em Sunderland na Inglaterra foi construída uma das pontes mais arrojadas feita em ferro fundido, a de Wearmouth (1796), constituída por um arco com 70 metros de vão. Ainda, como exemplo de pontes executadas em arcos e treliças feitas em ferro fundido pode-se citar a ponte para pedestres Pont des Arts (1803), na França, a Ponte de Craigellachie (1815), na Escócia e a ponte sobre o Rio Wupper (1897), na Alemanha (Figura 6).



a) Pont des Arts

b) Ponte de Craigellachie

c) Ponte sobre o Rio Wupper

Figura 6 - Pontes executadas em Arcos e Trelças

Fonte: <http://www.insecula.com/salle/ms00788.html> (2007) -<http://de.structurae.de/structures/data/index.cfm?ID=s0000268> (2000) e Meyer (1999).

Em virtude do crescimento na construção de ferrovias e do ferro laminado ser um material mais maleável e dúctil, possuir elevada resistência e possibilitar construções rebitadas, durante a primeira metade do século XIX, foi constatado o declínio do uso do ferro fundido em favor do ferro laminado.

O engenheiro Thomas Telford, entre outras obras importantes, completou em 1826 a ponte suspensa sobre o estreito de Menai suportada por tirantes de barras de ferro laminado, conforme ilustra a Figura 7.

Robert Stephenson construiu também, sobre o mesmo estreito a primeira ponte metálica em caixão retangular, a Britannia Railway Bridge (1850), com quatro vãos de 70 m e dois de 140 m, como mostra a Figura 8.



Figura 7 - Ponte construída por Thomas Telford, em 1826

Fonte: Meyer (1999).

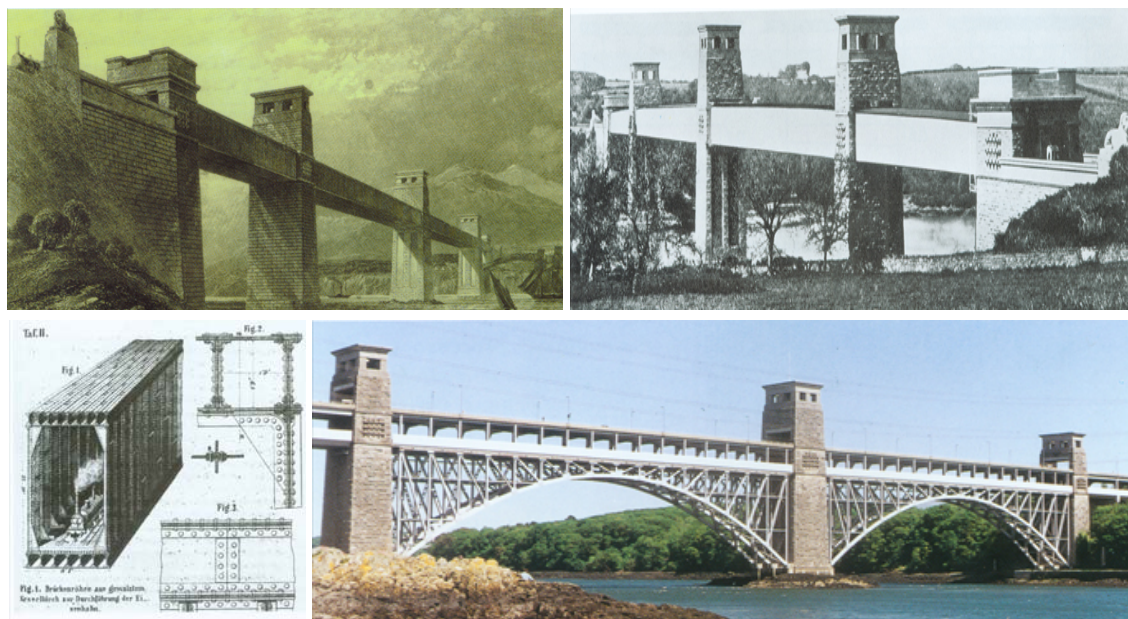


Figura 8 - Ponte Britania
Fonte: Meyer (1999).

Neste período registrou-se um importante desenvolvimento da construção de pontes, ou seja, as obras mais importantes construídas entre 1850 a 1880 foram pontes ferroviárias de treliças em ferro laminado. Entretanto, devido ao grande número de acidentes com estas obras (Figura 9) tornou-se patente a necessidade de estudos mais aprofundados e de um material de melhores características.

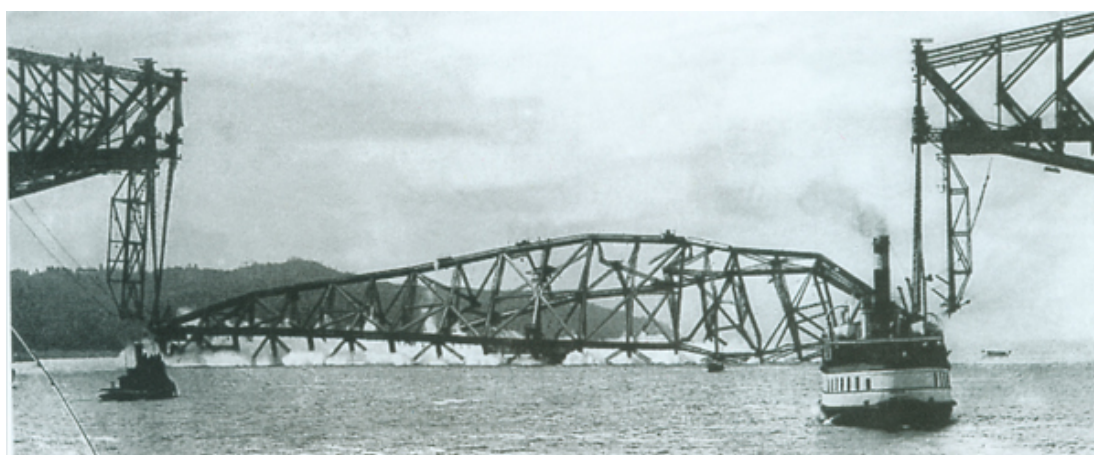


Figura 9 - Colapso na montagem da Ponte de Quebec (1907 e 1916)
Fonte: Meyer (1999).

O aço já era conhecido desde a antigüidade, porém faltava um processo industrial de fabricação para torná-lo economicamente viável. Na segunda metade do século XIX o desenvolvimento siderúrgico foi muito rápido, aparecendo vários processos para a obtenção do aço em escala industrial.

Em 1821, Navier desenvolveu a formulação da primeira teoria geral da elasticidade, neste mesmo período D. I. Juravski elaborou a teoria de cálculo das armações estaiadas e foi o primeiro a indicar a existência de tensões cortantes nos elementos submetidos à flexão, surgindo posteriormente os primeiros métodos para a análise de estruturas reticuladas.

Segundo Mukhanov (1980), o professor F. S. Iassinski desenvolveu os métodos de cálculo dos elementos comprimidos das estruturas de aço das pontes e foi o primeiro a elaborar estruturas tridimensionais com dobras para a cobertura de oficinas ferroviárias em Petersburgo. A primeira obra a utilizar o aço em funções estruturais foi a Ponte de Eades construída entre 1867 a 1874 sobre o rio Mississippi, em St. Louis (Figura 10).



Figura 10 - Ponte de Eades, St. Louis
Fonte: Pfeil (1982).

A cerca de 1880 foram introduzidos os laminadores para barras, surgindo então as primeiras construções cujos elementos estruturais eram inteiramente em estruturas metálicas, como ilustra a Figura 11.

A partir de 1890 o aço substituiu completamente o ferro fundido e o laminado na indústria da construção. O acadêmico russo V. G. Chukhov, neste período, criou as mais diversas estruturas de aço, sendo ele o autor de dezenas de edifícios públicos na URSS.

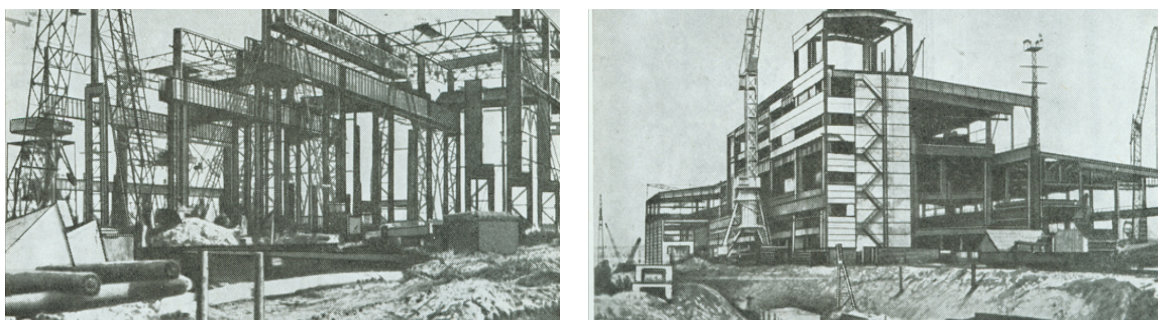


Figura 11 - Ossatura em Estrutura Metálica
Fonte: Mukhanov (1980).

Com o desenvolvimento da ciência das construções e da metalurgia, as estruturas metálicas adquiriram formas funcionais e arrojadas, como exemplos podem ser citados a ponte sobre o rio São Lourenço em Quebec (Figura 12), a Ponte sobre o estreito de Verrazano em Nova Iorque (Figura 13), o Edifício World Trade Center em Nova Iorque, demolido no dia 11 de setembro de 2001 por ataques terroristas (Figura 14) e o Chicago Sears Building em Chicago (Figura 15).



Figura 12 - Ponte sobre o rio São Lourenço (1917), Quebec
Fonte: <http://de.structurae.de/structures/data/photos.cfm?ID=s0000480> (2002).



Figura 13 - Ponte sobre o estreito de Verrazano, Nova Iorque
Fonte: <http://en.structurae.de/structures/data/photos.cfm?ID=s0000085> (2003).



Figura 14 - Edifício World Trade Center, Nova Iorque
Fonte: http://pt.wikipedia.org/wiki/World_Trade_Center (2001).



Figura 15 - Chicago Sears Building, Chicago

Fonte: <http://www.emporis.com/en/wm/bu/?id=117064> (2004).

Torna-se importante destacar o engenheiro francês Gustave Eiffel, que foi um dos pioneiros da construção metálica, cujo arrojo tecnológico assustou o mundo, por meio de obras inéditas para a época, entre elas podem ser citadas a Torre Eiffel em Paris (Figura 16) e a estrutura de sustentação da Estátua da Liberdade em Nova Iorque (Figura 17) (QUEIROZ, 1993).



Figura 16 - Torre Eiffel (1889), com 312 m de altura em Paris

Fonte: <http://www.cendotec.org.br/torreief.shtml> [1983?].



Figura 17 - Estátua da Liberdade (1886) em Nova Iorque

Fonte: http://pt.wikipedia.org/wiki/Est%C3%A1tua_da_liberdade (1984).

Diante de constantes inovações, neste período foram introduzidos no ramo da construção metálica os perfis de seção circular, dando origem posteriormente a perfis tubulares de diversas formas (retangulares, hexagonais e ortogonais). Esses perfis são largamente empregados em sistemas treliçados.

Pode-se observar na Figura 18 o uso dos tubos de seção retangular na passarela no Parc de la Villette, em Paris, cujo sistema estrutural é em viga invertida treliçada plana. Na Figura 19 é mostrada a utilização de tubos de seção tubular em treliças do tipo espacial e na Figura 20 o emprego desses perfis em esculturas e estruturas simbólicas.



Figura 18 - Passarela no Parc de la Villette, em Paris
Fonte: Meyer (2002).



Figura 19 - Treliça do tipo espacial
Fonte: Meyer (2002).



Figura 20 - Esculturas feitas com tubos
Fonte: Meyer (2002).

Os perfis tubulares são largamente empregados no Canadá, Estados Unidos, Europa, Japão, mas no Brasil até cerca de quatro anos, o uso desses perfis na construção civil era bastante limitado. A situação do mercado brasileiro começa a se alterar em razão do surgimento de empresas que estão disponibilizando esses perfis.

2.2 LIGAÇÕES TUBULARES METÁLICAS

2.2.1 Estado da arte

Os perfis tubulares são de uso recente na construção civil, as primeiras publicações relacionadas às pesquisas científicas surgiram por volta da década de 60.

Packer e Henderson (1997) relatam que, com o advento desses perfis na Inglaterra, estudos experimentais e teóricos foram desenvolvidos, surgindo em 1970 o primeiro guia de recomendação de projeto. Após um ano, estas recomendações foram implementadas no Canadá e publicadas pela Stelco surgindo então o primeiro manual de ligações para perfis tubulares no mundo. Neste mesmo período, outros guias e manuais apareceram, como por exemplo, o "Limit States Design Steel Manual", publicado pelo CISC.

A década de 80 foi um período em que ocorreu uma maior consolidação entre as pesquisas experimentais surgindo as mais variadas obras, dentre elas, pode-se destacar o conjunto de publicações editadas pela associação internacional - CIDECT, fundada em 1962.

As estruturas metálicas tubulares estão sendo cada vez mais utilizadas por engenheiros e arquitetos, devido sua estética favorável, versatilidade e excelentes propriedades mecânicas. Porém, com o aumento da utilização dessas estruturas, percebeu-se que as ligações dessas peças não eram tão simples, o que poderia onerar a sua fabricação, visto que o custo das estruturas metálicas, em especial das estruturas tubulares, é significativamente influenciado pelo seu custo de fabricação.

As ligações freqüentemente determinam a escolha do perfil tubular nas estruturas metálicas. Desta forma, torna-se necessário o conhecimento do comportamento das mesmas ainda em estágio de concepção estrutural para garantir a máxima economia sem o comprometimento da estrutura.

Intensas pesquisas experimentais mostraram a existência de prováveis modos de falha que podem surgir em estruturas constituídas de perfis tubulares. Esses modos de falha dependem diretamente do tipo de ligação, condições de carregamento e parâmetros geométricos (características geométricas das seções).

Wardenier (1982 apud NARAYANAN, 1989) descreveu alguns possíveis modos de falha que podem ocorrer em perfis tubulares de seções circulares (Figura 21), quadradas e retangulares.

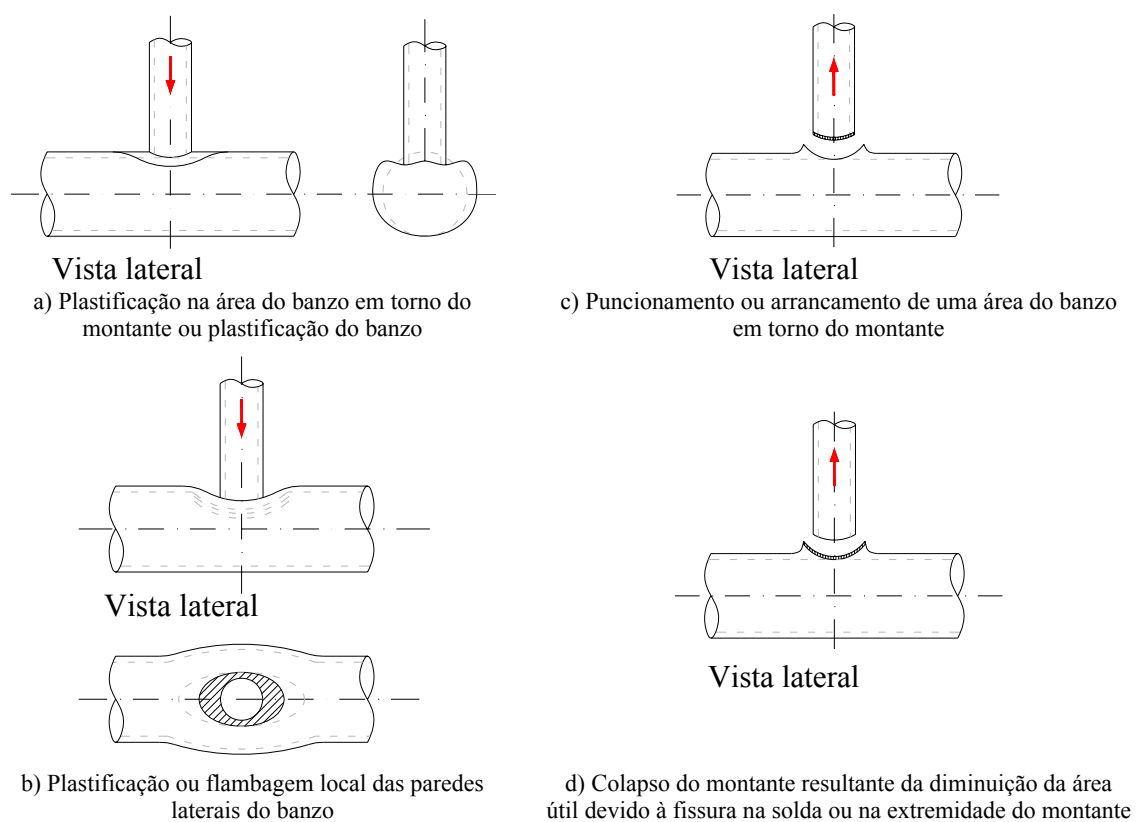


Figura 21 – Alguns modos de falha nas ligações "T" de perfis tubulares circulares

Fonte: Narayanan (1989).

Os efeitos da variação dos principais parâmetros geométricos no comportamento de uma ligação "T", com seções tubulares circulares foram investigados por vários pesquisadores. Em função disso, Wardenier (1982 apud PACKER E HENDERSON, 1997) propôs algumas recomendações de projeto apontando restrições aos limites permitidos para os parâmetros geométricos das seções.

Ainda nesta época, com base em diversos estudos científicos, várias formulações e ábacos foram recomendados para o cálculo da resistência das ligações tubulares. Como exemplo,

podem-se citar os pesquisadores Reusink e Wardenier (1989 apud CIDECT n° 1, 1996), que elaboraram um conjunto de ábacos para a determinação de um projeto preliminar da resistência das ligações do tipo "T", "K", "N", "Y" e "XK". Segundo os autores, nesses ábacos a eficiência para cada tipo de ligação é determinada por meio das relações entre os parâmetros geométricos dos banzos e montantes (e/ou diagonais) e a eficiência dos montantes de um nó é verificada sob um pré-carregamento de tração no banzo.

A partir da década de 90, observou-se uma maior frequência das pesquisas voltadas ao comportamento das estruturas constituintes de perfis tubulares, com a finalidade da obtenção de novas formulações mais simples e concisas.

Morita et al.(1996) apresentaram equações de dimensionamento para a capacidade última das ligações tubulares circulares sob a ação de força axial de compressão relacionando as ligações "T", "X" e "TT", como mostra a Figura 22.

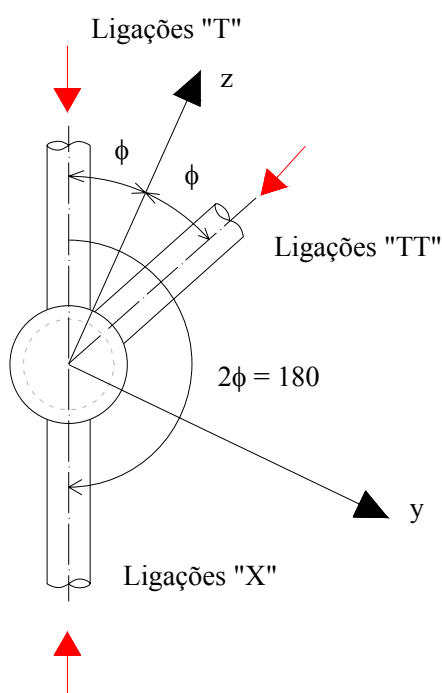


Figura 22 – Configuração das relações entre as ligações "T", "X" e "TT"
Fonte: Morita et al. (1996).

As equações para a capacidade última das ligações são derivadas de uma análise regressiva por meio de testes e resultados de análises numéricas. Essas fórmulas são compostas por duas equações baseadas em dois modelos matemáticos usados de acordo com o tipo de modo de falha mostrado na Figura 23.

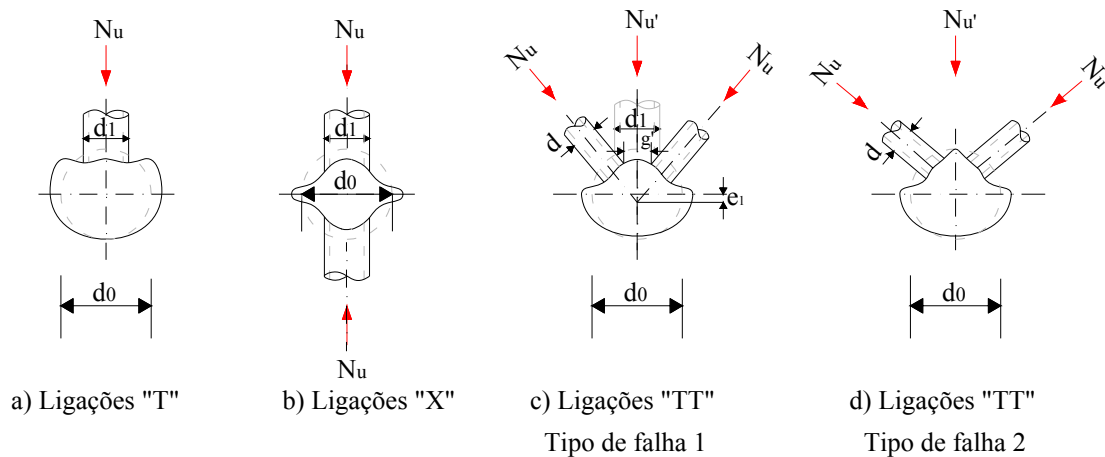


Figura 23 – Modos de falha, segundo Morita et al
Fonte: Morita et al. (1996).

Owen et al. (1996) elaboraram um estudo comparativo entre o comportamento de três tipos de ligação "T", como ilustra a Figura 24.

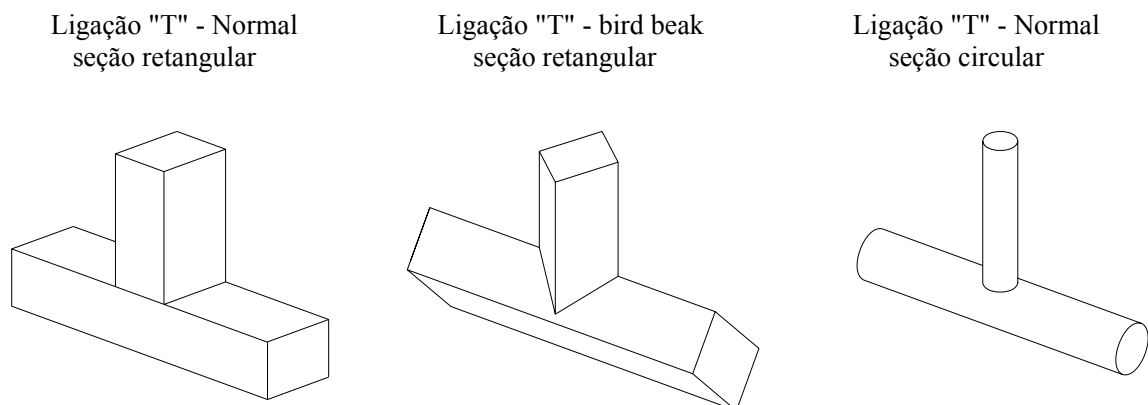


Figura 24 – Três tipos de juntas consideradas
Fonte: Owen et al. (1996).

Como conclusão deste estudo a nova configuração "bird beak" (bico de pássaro) para ligação "T" em perfis tubulares retangulares demonstrou ser mais eficiente do que a ligação convencional para esse mesmo perfil quando a relação $\alpha = 2\ell_0 / b_0$ for ≤ 36 , mas ambas as configurações apresentam mudança no mecanismo de falha conforme os parâmetros são modificados. E quanto às ligações "bird beak" e perfis tubulares circulares, a falha local da ligação produz redução da capacidade do momento plástico do banzo.

Zhao (1996) baseado no estudo da deformação limite proposto em 1994 por uma equipe de pesquisadores, apresentou um trabalho adicional de verificação da deformação usando os resultados de testes realizados na Austrália e Japão em ligações "T" de perfis tubulares

retangulares. Descreveu que de acordo com os cinco modos de falha propostos na Figura 25, para o modo de falha de enfraquecimento do banzo (MO_1) ocorre um limite de deformação de 3 % de b_0 para uma força última. E para as ligações na qual não existe uma força máxima declarada, a deformação limite é de 3 % de b_0 (controlada pela força) quando $\beta \geq 0,6$ ou $2\gamma \leq 15$ e a deformação limite é de 1 % de b_0 (controlada pela trabalhabilidade) quando $\beta < 0,6$ ou $2\gamma > 15$.

A resistência das ligações "T" às deformações limites de 3 % de b_0 foi encontrada próxima da prevista pelo modelo modificado de Kato (um dos pesquisadores responsáveis pelo teste no Japão). O modelo proposto pelo CIDECT mostrou-se conservador exceto para as ligações com $\beta \leq 0,30$.

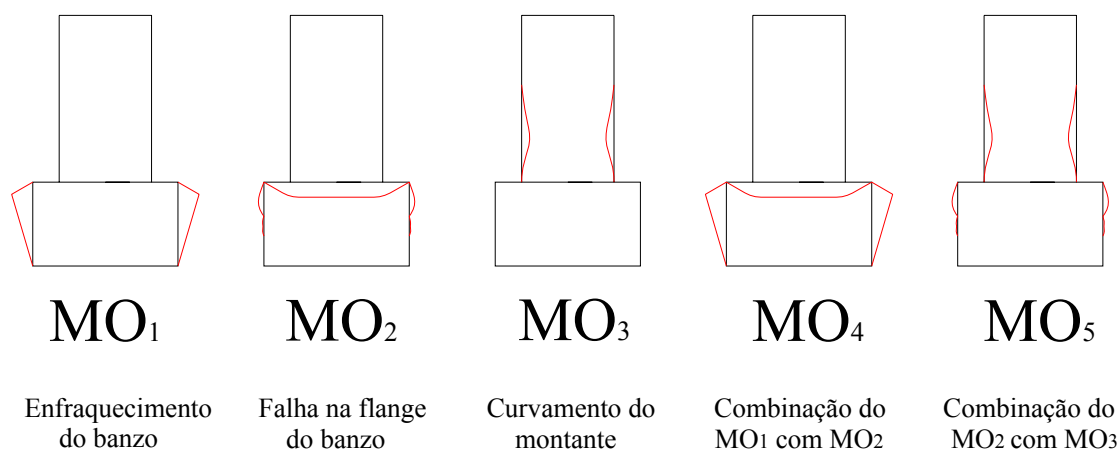


Figura 25 – Modos de falha, proposto por Zhao
Fonte: Zhao (1996).

Davies e Crockett (1996) elaboraram os diagramas de interação para os esforços em ligações soldadas de perfis tubulares circulares com carregamentos estáticos nas barras. Tais diagramas foram obtidos por meio de resultados baseados em modelos numéricos calibrados por intermédio de resultados experimentais.

Korol et al. (1977 apud PACKER e HENDERSON, 1997) relataram que as vigas Vierendeel (constituintes de ligações "T") apresentam uma solicitação de flexão especialmente nas ligações e através de avaliações experimentais citaram que este problema poderia ser contornado pelo emprego de reforços locais como mostra a Figura 26.

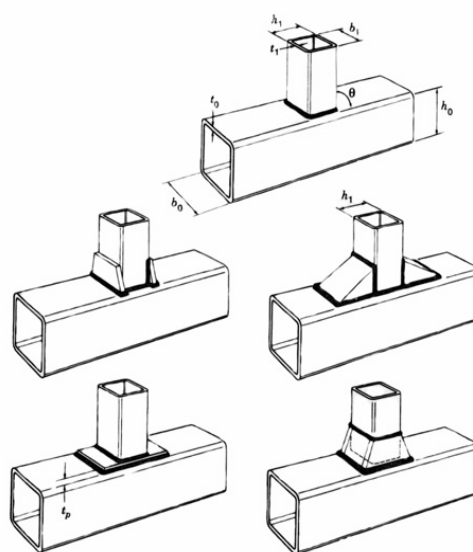


Figura 26 – Tipos de reforços nas ligações
Fonte: Packer e Henderson (1997).

Morita et al. (1997) realizaram um estudo complementar por meio do método de análise de regressão múltipla para obter equações mais simples para ligações do tipo "K" em perfis tubulares circulares sob carregamento axial. A precisão para essa nova formulação foi ligeiramente baixa quando comparadas com as equações propostas por outros pesquisadores. Constatou-se também que, essas formulações poderiam ser usadas nas ligações "T" e "TT".

Torna-se importante destacar que, foi também a partir da década de 90 que deram início aos estudos voltados às análises numéricas através do método dos elementos finitos, constatando-se que esses métodos, quando bem executados, são tão eficazes quanto os ensaios experimentais.

Hyde et al. (1998) apresentaram uma análise crítica do método dos elementos finitos sob ações predominantemente estáticas para ligações "T" e "YT" em perfis tubulares circulares. Foram realizados testes experimentais e numéricos para quatro tipos de forças aplicadas no topo do montante (forças axiais de tração, compressão e momentos no plano e fora do plano). Para a análise em elementos finitos foram gerados modelos computacionais sob várias entradas de parâmetros, tais como, modelo do material, malha, número e tamanho dos elementos nas superfícies do banzo e do montante, condições de contorno e geometria. Como conclusão observou-se que a modelagem correta é fundamental para a obtenção de resultados mais precisos e significativos.

A aplicação do método dos elementos finitos tem sido largamente empregada para avaliar o fator de concentração de tensão (SCF), o deslocamento, a deformação e a capacidade última de diferentes tipos de ligações tubulares sem fissuras. Recentemente, uma maior atenção tem sido dada para a análise de ligações tubulares fissuradas (estruturas *offshore*).

Lie e Li (1998) realizaram uma análise do comportamento das fissuras em perfis tubulares de ligações soldadas empregando o método do elemento de contorno (BE) em conjunto com o método dos elementos finitos (FE). O BE foi empregado para a análise do elevado gradiente de tensão onde se originam as fissuras e o FE foi usado para outras partes da estrutura onde os gradientes de tensões eram menores.

Lee (1999) afirma que o uso do método dos elementos finitos para análise de ligações tubulares em plataformas *offshore* ganhou mais popularidade entre os profissionais envolvidos na área, devido à disponibilidade de novos programas computacionais. Este estudo fornece técnicas de modelagem usadas na análise para a obtenção de informações mais precisas sobre as resistências e as tensões atuantes nas ligações.

Sherman (2001) elaborou um manual de ligações por meio de uma revisão da especificação desenvolvida nos Estados Unidos, pela *American Institute of Steel Construction – Hollow Structural Sections*, com a finalidade de facilitar o dimensionamento das barras na estrutura. De acordo com o autor, a terminologia HSS é definida por "Seção Tubular Estrutural", aplicada a seções retangulares e circulares, a qual é usada para diferenciar as barras estruturais de outros produtos produzidos em seções tubulares.

Os perfis tubulares com seção de paredes finas estão sendo cada vez mais usados em equipamentos agrícolas e de transporte rodoviário. Existe uma carência em pesquisa voltada para o comportamento de estruturas constituintes desses perfis.

Münch et al. (2001) realizaram um estudo complementar da iniciação e propagação de fissuras causadas por fadiga em ligações "T" de perfis tubulares de seção quadrada tanto para os montantes quanto para os banzos, com espessuras de parede dos tubos de 2 e 3 mm. As ligações foram submetidas à flexão cíclica no plano e quatro níveis diferentes de carregamentos aplicados durante o ensaio não-destrutivo. A análise da superfície da fratura

foi conduzida usando tanto a observação macroscópica, quanto à microscópica. Observou-se que as fissuras começam nas posições dos cantos das ligações.

Mashiri et al. (2002) apresentaram um estudo no qual 59 amostras de ligações do tipo "T" de perfis tubulares de seção quadrada de paredes finas ($t < 4$ mm), sob flexão cíclica no plano, foram analisadas. Durante o ensaio foram verificados quatro tipos de modos de falha como ilustra a Figura 27.

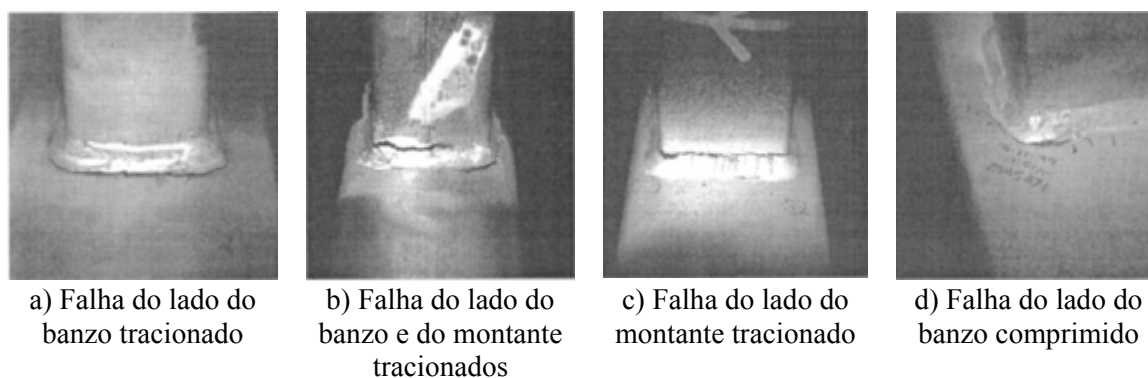


Figura 27 – Modos de falha, segundo Mashiri et al
Fonte: Mashiri et al. (2002).

Os fatores de concentração de tensões (SCFs) foram determinados experimentalmente e comparados com os resultados obtidos pelos manuais de dimensionamento, tais como, *International Institute of Welding* e CIDECT. Concluiu-se que existe uma diferença significativa entre os dois resultados, os SCFs experimentais foram menores do que os SCFs das equações paramétricas.

Choo et al. (2004) apresentaram resultados de estudos numéricos em ligações de seção tubular circular com variação de inclinação das diagonais de 30° a 90° , para os quais foram consideradas três relações de espessuras do banzo (β) para avaliar os efeitos de tensão normal no mesmo. Como resultado do estudo foi proposta uma função de tensão que incorpora a relação de espessura e largura.

Lima et al. (2005) realizaram uma análise paramétrica de ligações "T" em perfis tubulares de seção quadrada a partir do método de elementos finitos. Para a modelagem os pesquisadores utilizaram o programa ANSYS e optaram pelo elemento de casca *Shell 181*.

Mendanha (2006) apresentou o desenvolvimento de um modelo numérico de ligações soldadas dos tipos "K" e "KT" com barras afastadas, formadas por perfis tubulares de seção transversal retangular no banzo e circular para as diagonais e montante. As ligações analisadas foram previamente ensaiadas para a calibração dos modelos numéricos em elementos finitos. Os modelos foram gerados no programa ANSYS e constituídos de elementos de casca *Shell 181* e *Shell 93*.

Wang e Chen (2007) realizaram um estudo do comportamento de ligações "T" em perfis tubulares circulares sem reforços laterais sob carregamento cíclico por meio de análises experimentais e numéricas. Oito modelos foram analisados, sendo quatro submetidos à força axial e os outros quatro a momento fletor no plano. Os modelos numéricos foram criados no *software* ANSYS cujo elemento utilizado foi o *Solid 92*.

Os resultados dos testes mostram que nos modelos cujas ligações estão submetidas a carregamento axial, quando tracionados surgem fraturas na solda e quando comprimidos ocorre plastificação das paredes laterais do banzo. Nos modelos cujas ligações estão submetidas a momento fletor no plano tanto o cisalhamento por puncionamento quanto a plastificação da parede do banzo são acompanhadas por fissuras na solda.

Os estudos realizados comprovam que a engenharia continua em franco desenvolvimento, possibilitando projetos mais precisos e usos cada vez mais racionalizados dos materiais estruturais.

2.3 PERFIS TUBULARES CIRCULARES

2.3.1 Generalidades

A natureza é o mais belo exemplo de perfeição existente. Ela própria selecionou a seção circular como elemento estrutural de melhor performance para absorção das mais diversas solicitações. Segundo Firmo (2005), o esqueleto humano, por exemplo, é o modelo de uma fascinante estrutura cinética bi-apoiada, que é superior a qualquer artefato similar da mais alta qualidade da engenharia mecatrônica (Figura 28).



a) Esqueleto Humano

b) Robô humanóide

c) Esqueleto Humano

Figura 28 - Comparação do esqueleto humano com um robô industrializado de alta tecnologia

Fonte: www.vmtubes.com.br (2005) - <http://tecnologia.terra.com.br/interna/0,,OI1402091-EI4799,00.html> (2007) e <http://www.afh.bio.br/sustenta/sustenta1.asp> (1997).

Outra observação notável feita por Firmo (2005) é que os caules e raízes das plantas e as veias e artérias do corpo humano são arranjos circulares cuja função comum é a circulação de fluídos no seu interior. O homem adotou este contexto utilizando-se dos perfis tubulares na construção da Ponte de Arzl, na Áustria, com 140 m de vão livre que serve de suporte para duas tubulações de água potável e é, ao mesmo tempo, a passarela de ligação de duas comunidades, conforme ilustra a Figura 29.

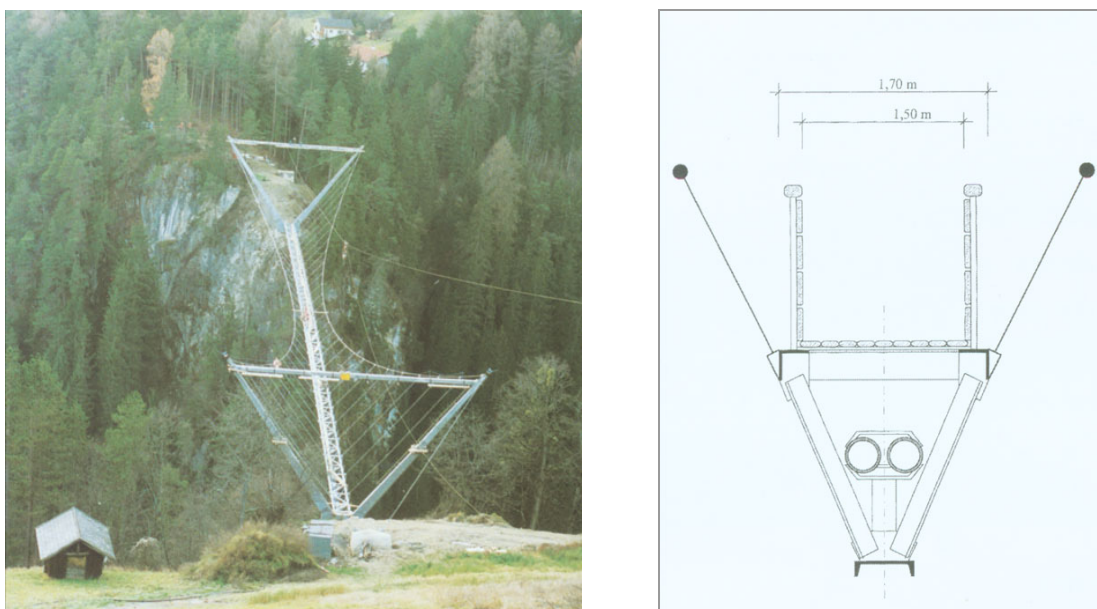


Figura 29 - Ponte de ARZL WALD, na Áustria

Fonte: Meyer (2002).

O projeto NorConHouse (Figura 30), em Hannover, Alemanha, também é um outro exemplo em que o homem utilizou-se das estruturas tubulares aparentes para o

acondicionamento e passagem de água como um mecanismo de proteção de combate à incêndio.

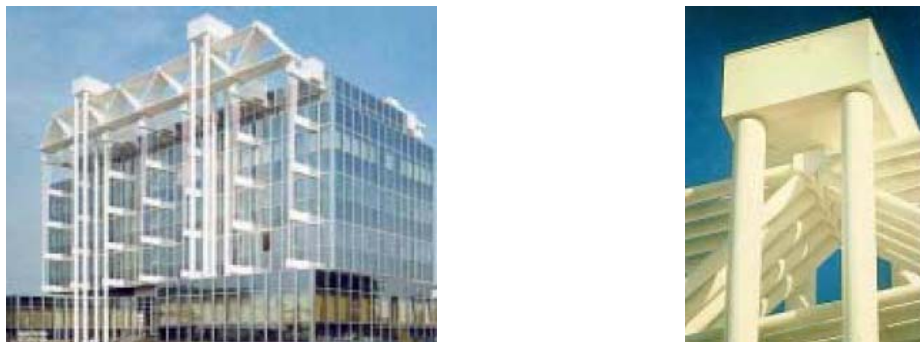


Figura 30 – Projeto NorConHouse, na Alemanha
Fonte: www.vmtubes.com.br (2005).

A Figura 31 ilustra uma passarela com pilares à semelhança de galhos de árvores, aumentando a quantidade de apoios e a distribuição das forças.



Figura 31 - Passarela
Fonte: Meyer (2002).

O bambu (Figura 32) é um outro exemplo notável em que a natureza demonstra sua preferência às seções circulares. Ele possui um ótimo desempenho estrutural quanto à tração, compressão, flexão e torção que lhe é atribuído devido a sua volumetria tubular e pelos arranjos longitudinais de suas fibras que formam feixes de micro tubos. Seus nós atuam como enrijecedores, mas ao contrário do que muitos acreditam, devido à organização de suas fibras, corresponde à parte mais frágil.

Diferentemente dos caules e das raízes das plantas, o bambu possui o seu interior oco, pois sua seiva circula entre as fibras longitudinais constituintes de sua parede.

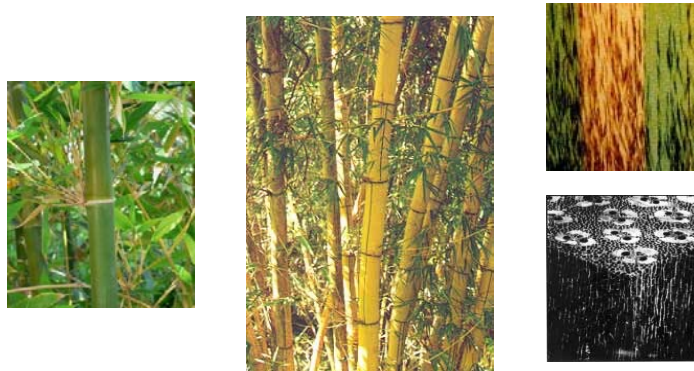


Figura 32 - Geometria tubular dos bambus com sua estrutura do tecido vascular
Fonte: <http://pt.wikipedia.org/wiki/bambu> (2005) - <http://www.bambubrasileiro.com/> [200?] e www.vmtubes.com.br (2005).

Na China, por exemplo, muitas edificações modernas utilizam os bambus como andaimes devido à facilidade de obtenção, baixo custo e à eficiência mecânica, como ilustra a Figura 33.



Figura 33 - Utilização do Bambu como andaimes, na China
Fonte: www.vmtubes.com.br (2005).

O bambu também pode ser empregado como elemento de reforço (Figura 34a) e como fôrma permanente em laje de concreto (Figura 34b).



a) Elemento de reforço



b) Fôrma permanente em laje de concreto

Figura 34 - Empregos do Bambu
Fonte: www.vmtubes.com.br (2005).

Por suas características estruturais, pode ser utilizado em construções como mostrado na Figura 35a e Figura 35b.



a) Pavilhão da Colômbia na exposição de Hannover 2000 Simon Velez



b) Torre de bambu em Zurique

Figura 35 - Bambu utilizado em construções
Fonte: <http://www.bambubrasileiro.com/> [2000?].

2.3.2 Vantagens e utilizações

Mediante uma constante inovação dos materiais e na busca de novas tecnologias, no século XIX foram introduzidos no ramo da construção metálica os perfis tubulares de seção circular, dando origem posteriormente a perfis tubulares de diversas formas, como os quadrados e retangulares. Segundo Meyer (2002), os perfis retangulares só começaram a ser fabricado em 1959 em escala industrial.

As estruturas metálicas em geral possuem alta resistência do material à tração, compressão, flexão e torção, o que permite aos elementos suportar grandes esforços apesar da área da sua seção ser relativamente muito pequena.

As estruturas de aço, apesar de possuírem grande densidade do material, são mais leves do que os elementos de outros materiais e devido à sua elevada densidade se tornam impermeáveis à água e aos gases. Eles oferecem uma boa margem de segurança no trabalho, o que se deve ao nível relativamente alto da homogeneidade de suas propriedades mecânicas.

Os elementos de aço são fabricados nas oficinas e sua montagem no local é bastante mecanizada, o que permite diminuir os prazos de conclusão da construção. Dependendo do

tipo de ligação executada em determinada estrutura, os elementos de aço podem ser desmontados e substituídos ou mesmo reforçados com facilidade.

Os tubos além de manterem todas as qualidades mencionadas acima possuem também a estética favorável pela versatilidade na criação de belas estruturas aparentes proporcionando sensação de leveza, conforme ilustra a Figura 36.



Figura 36 - Ponte de Antrenas

Fonte: <http://en.structurae.de/structures/data/index.cfm?ID=s0000421> (2006).

Quando comparados com os perfis de chapas dobradas, de acordo com Firmo (2005), a continuidade superficial de sua volumetria, desprovida de arestas ou rugosidades, propicia ao olhar do observador menos interferência visual, transmitindo a ele uma sensação menos agressiva (Figura 37a e Figura 37b).



a) Treliça de perfis de chapas dobradas



b) Treliça de perfis tubulares

Figura 37 - Comparação entre treliças

Fonte: www.vmtubes.com.br (2005).

Os perfis fechados, devido a suas características geométricas, são os mais indicados no caso de solicitação por momentos de torção e dentro deste contexto os perfis tubulares de

seção circular devido sua simetria em relação ao centro apresentam uma resistência ainda mais favorável à torção (Figura 38).



Figura 38 - Exemplo de estrutura solicitada à torção
Fonte: Meyer (2002).

A seção circular proporciona à estrutura uma excelente resistência a flambagem quando submetida à compressão, isso porque a sua configuração espacial a constitui como a única seção possível de completa simetria em qualquer direção que passe pelo seu eixo, qualquer outro tipo de seção não é capaz de coincidir o centro de gravidade (CG) com o centro de torção (CT) e ainda manter a simetria em relação a qualquer posição em que se encontrem os eixos coordenados (Figura 39) (FIRMO, 2005).

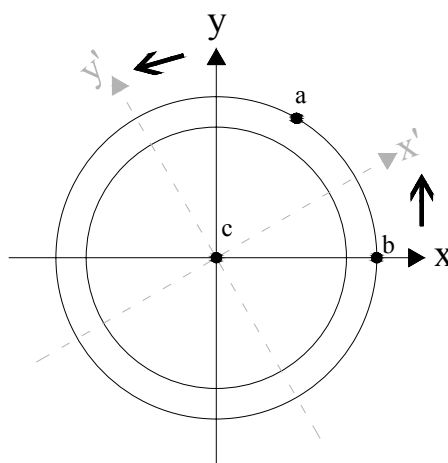


Figura 39 – Coincidência do CT, CG e simetria radial das seções circulares
Fonte: www.vmtubes.com.br (2005).

A resistência das peças tracionadas depende da área da seção transversal e da resistência ao escoamento, não sendo influenciada pela forma geométrica, com exceção às peças com limitação de índice de esbeltez.

Geralmente, os perfis fechados possuem equilibrada resistência à flexão e segundo Meyer (2002) as características dos tubos quanto à estabilidade melhoram com o aumento da relação do diâmetro dos perfis tubulares de seção circular ou da largura dos perfis tubulares retangulares para a espessura da parede do tubo, mas é importante destacar que esta melhoria sofre interferência quando os perfis possuem suas paredes muito finas, ocasionando o perigo de flambagem local.

Quando comparados com os perfis laminados abertos, os tubos possuem menores resistências aos fluxos de ar e de água, apresentando excelentes características hidro e aerodinâmicas, conforme ilustra a Figura 40.

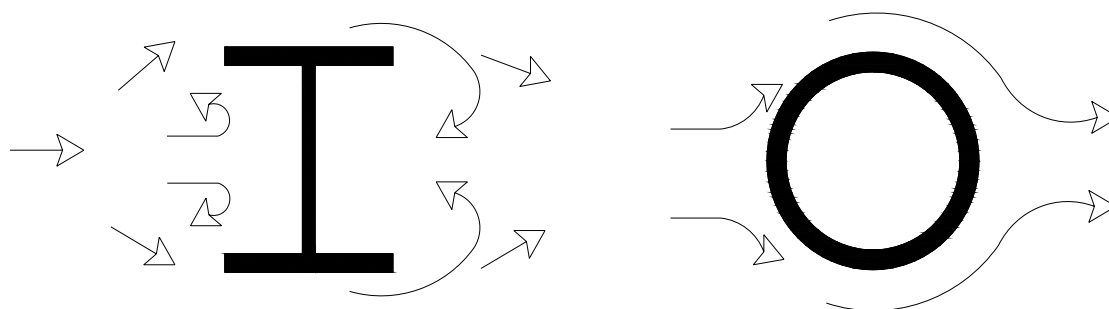


Figura 40 - Resistência ao vento e à água
Fonte: Meyer (2002).

Com a finalidade de aumentar a resistência, os perfis tubulares podem ser preenchidos de concreto, sendo esses tubos denominados de "tubos mistos" (Figura 41). Esta técnica tem sido empregada desde o século XX. Embora a idéia de fabricação fosse conveniente, sua aplicação não se difundiu por muito tempo. Para Knowles e Park (1969 apud BONALDO, 2001) este tipo de construção não obteve muita popularidade entre os engenheiros projetistas estruturais na época, devido essencialmente à carência de pesquisas com relação a vários aspectos importantes de seu comportamento.

O primeiro registro do emprego de tubos metálicos preenchidos com concreto atuando como pilar foi feito em 1902, o motivo que levou ao preenchimento era usar o concreto para resistir ao enferrujamento interno dos tubos. Somente depois que alguns destes pilares

foram acidentalmente sobrecarregados verificou-se que a rigidez tinha aumentado pelo menos 25 % (BONALDO, 2001).

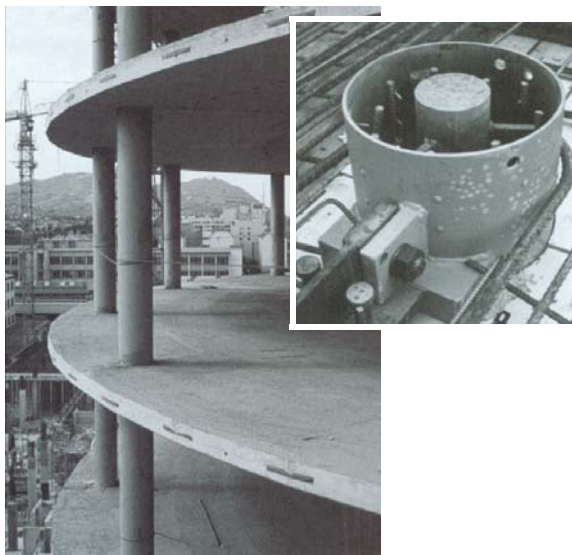


Figura 41 - Pilares mistos com seus respectivos detalhes
Fonte: Meyer (2002).

Em linhas gerais, os tubos apresentam um ótimo desempenho quanto à torção, tração, compressão e, portanto, aos esforços combinados; possui menor perímetro para maior conteúdo, o que representa economia e otimização na utilização desse material; ausência de flambagem lateral com torção; menor área de proteção contra incêndio e contra oxidação; melhor resistência ao fogo pela menor massividade, quando comparado a outros com mesmo consumo de material; possibilidade de utilização de seu interior; ótima resistência a impactos e empuxos; melhor permeabilidade visual; desempenho aerodinâmico e, como ilustra a Figura 42, melhor acoplamento com outros elementos nos casos de posições reversas espacialmente.

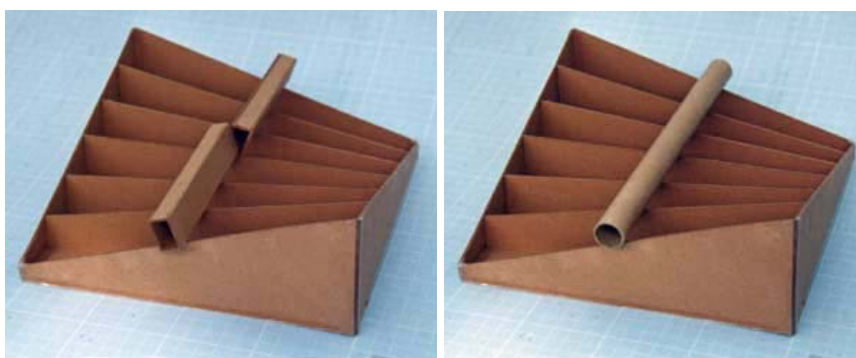


Figura 42 – Comparação do posicionamento de um perfil genérico com um tubular cilíndrico, frente à reversibilidade de suas linhas de bordo
Fonte: www.vmtubes.com.br (2005).

Os tubos são empregados nos mais diversos sistemas e campos de aplicação da engenharia e como exemplo pode-se destacar o uso em montanhas russas, rodas gigantes, passarelas, pontes, galpões, colunas, coberturas, estruturas *offshore*, torres e equipamentos (Figura 43).

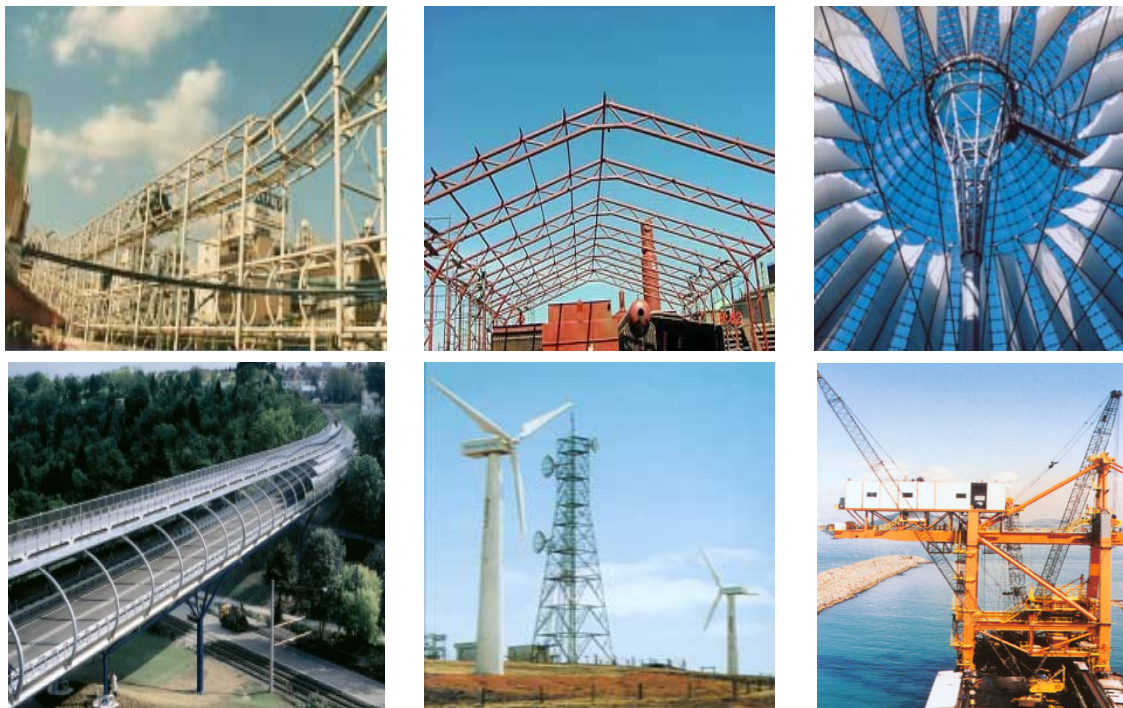


Figura 43 - Emprego dos perfis tubulares

Fonte: www.vmtubes.com.br (2005) - Meyer (2002) e www.vmtubes.de [2002?].

2.4 LIGAÇÃO SOLDADA TIPO "T"

A ligação avaliada neste trabalho aplica-se à viga Vierendeel (ligação tipo "T"), com barras de seções tubulares circulares, sob carregamentos predominantemente estáticos com barras submetidas a esforços axiais e momentos fletores, cujas ligações são soldadas.

A determinação da resistência está relacionada aos possíveis modos de falhas que podem ocorrer na ligação. Alguns deles são de origem teórica e outros empíricos e foram determinados em 1982 por Wardenier (1982 apud NARAYANAN, 1989).

Todas as fórmulas de resistência para o cálculo das ligações apresentadas neste trabalho estão baseadas no Método dos Estados Limites. Vale então observar, que todas as expressões são para determinar as resistências, cujos coeficientes de ponderação já estão

inclusos direta ou indiretamente nas formulações, por isso não serão adicionados os coeficientes de minoração das resistências.

2.4.1 Configuração da ligação "T"

A viga Vierendeel é formada por ligações onde os montantes são fixados aos banzos posicionados a 90° , como ilustra a Figura 44. É importante destacar que o custo das ligações pode variar dependendo do tipo da configuração.

De acordo com Packer e Henderson (1997), a ligação do tipo "T" é um caso particular da ligação "Y", cuja componente da força normal no banzo é resistida pela força cortante e flexão no banzo.

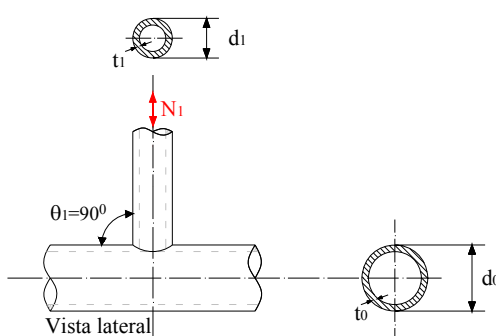


Figura 44 – Parâmetros geométricos
Fonte: CIDECT n° 1 (1996).

Onde:

- d_0 é o diâmetro do banzo;
- d_1 é o diâmetro do montante;
- t_0 é a espessura da parede do banzo;
- t_1 é a espessura da parede do montante;
- θ_1 é o ângulo formado entre o banzo e o montante;
- N_1 é a força axial aplicada (compressão ou tração).

2.4.2 Verificação das ligações

Os procedimentos de dimensionamento mostrados a seguir, determinam a resistência da ligação "T", com barras de seções circulares, solicitadas à força axial e ao momento fletor e estão em conformidade com o manual de projeto CIDECT n° 1 (1996), que se baseia na norma canadense CAN/ CSA – S16. 1-94. Para tal procedimento foi utilizado o *software* HSS_connex 1.02 (1999).

O critério geral para o projeto das ligações é o da resistência última, mas as recomendações apresentadas e seus parâmetros de validação são tais, que o estado limite de deformação não seja ultrapassado para o carregamento especificado. A determinação da resistência da ligação está associada a um ou vários modos de falha.

Inicialmente será considerada a ligação submetida apenas à ação de força axial. Para este caso as equações das resistências da ligação "T" são baseadas principalmente em formulações empíricas (Tabela 1 e Tabela 2).

Tabela 1 - Resistência das ligações soldadas de seções tubulares circulares

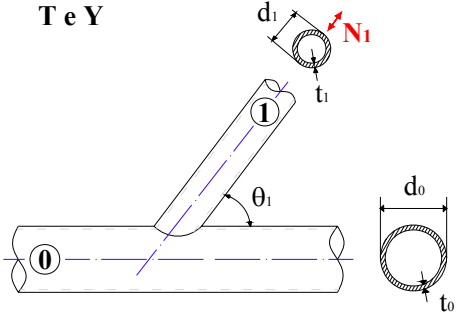
Tipo de ligação	Resistência da ligação submetida a forças axiais nas barras i (i = 1 ou 2)
T e Y 	Plastificação da parede do banzo
	$N_1^* = \frac{f_{y0} \cdot t_0^2}{\sin \theta_1} \cdot (2,8 + 14,2 \cdot \beta^2) \cdot \gamma^{0,2} \cdot f(n') \quad (1)$
T, Y, X e K, N, KT com afastamento	Corte por puncionamento da parede do banzo
	$N_1^* = \frac{f_{y0} \cdot t_0 \cdot \pi \cdot d_i}{\sqrt{3}} \left(\frac{1 + \sin \theta_i}{2 \cdot \sin^2 \theta_i} \right) \quad (2)$

Tabela 2 - Funções de pré-tensão atuante no banzo

Se o banzo for tracionado $n' \geq 0$	$f(n') = 1,0$	(3)
Se o banzo for comprimido $n' < 0$	$f(n') = 1 + 0,3n' - 0,3n'^2$	(4)

Onde:

$$n' = \frac{f_{0p}}{f_{y0}} = \frac{N_{0p}}{A_0 \cdot f_{y0}} + \frac{M_{0p}}{S_0 \cdot f_{y0}} \quad (5)$$

$$S_0 = \frac{\pi \cdot (D^4 - d^4)}{32 \cdot D} \quad (6)$$

Os limites de validade para ligação do tipo "T" e "Y" são determinados de acordo com a Tabela 3.

Tabela 3 - Limites de validade das ligações soldadas de seções tubulares circulares

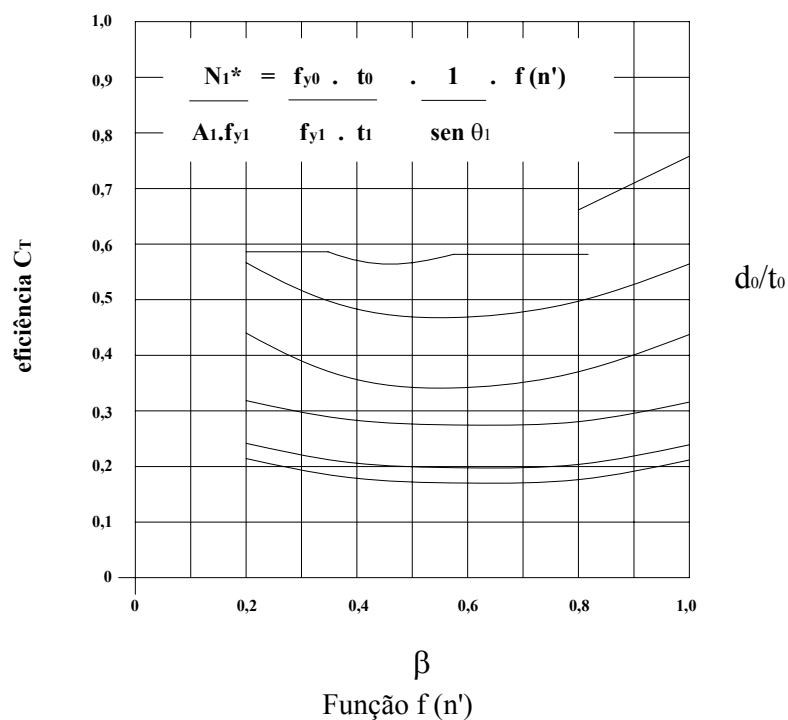
Limites de validade → i = 0 e 1	
$0,2 < \frac{d_i}{d_0} \leq 1,0$	(7)
$\frac{d_i}{2t_i} \leq 25$	(8)
$30^0 \leq \theta_i \leq 90^0$	(9)
$\gamma \leq 25$	(10)
$f_{yi} \leq 355 \text{ N/mm}^2$	(11)

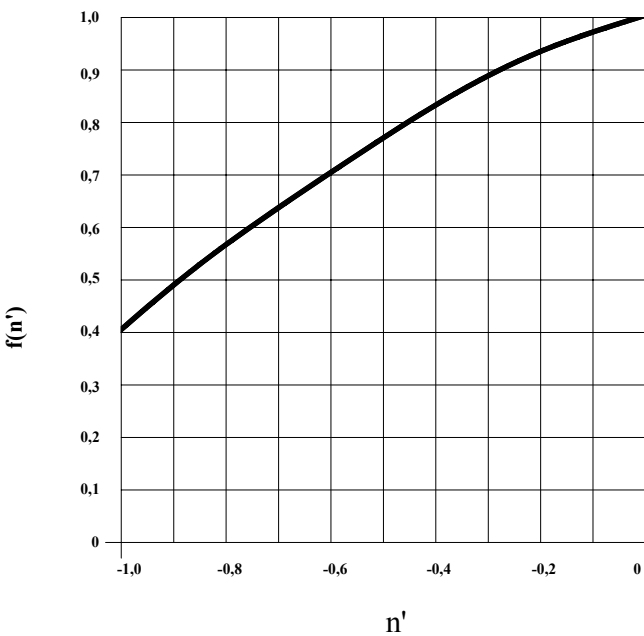
Onde:

$$\gamma = \frac{d_0}{2t_0} \quad (12)$$

$$\beta = \frac{d_1}{d_0} \quad (13)$$

As eficiências das ligações "T" e "Y" para perfis tubulares circulares são dadas pelos diagramas mostrados na Figura 45.





para $n' \leq 0$: $f(n') = 1$

Figura 45 – Eficiência das ligações "T" e "Y"
Fonte: CIDECT nº 1 (1996).

A eficiência da ligação para barra comprimida, $\frac{N^*_1}{A_1 \cdot f_{y1}}$, deve ser limitada para alguns valores como mostra a Tabela 4, devido à possibilidade de flambagem local prematura da barra. Os limites de eficiência podem ser expressos mediante a fórmula:

$$\text{eff} \leq 0,22 \cdot \left(\frac{E}{f_{y1}} \cdot \frac{t_1}{d_1} \right)^{0,5} \leq 1,0$$

(14)

Tabela 4 - Coeficiente de redução para avaliar a eficiência da resistência da ligação para barra comprimida

Não é necessária a redução quando:		Coeficiente de redução da eficiência da ligação					
Tensão de escoamento f_y	Limites de $\frac{d_i}{t_i}$	f_{y1}	$\frac{d_i}{t_i}$				
			30	35	40	45	50
$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$	≤ 43	235	1,0	1,0	1,0	0,98	0,93
$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$	≤ 37	275	1,0	1,0	0,96	0,88	0,86
$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$	≤ 28	355	0,98	0,88	0,85	0,78	0,76

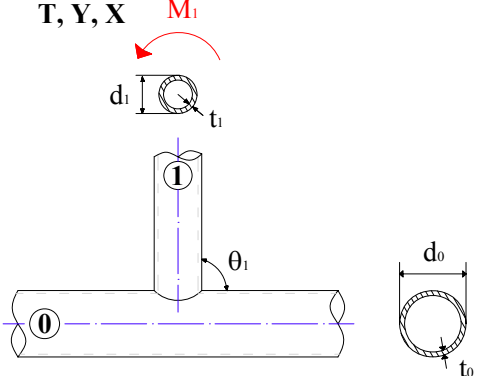
As constantes de projeto para os estados limites são derivadas de vários trabalhos realizados por pesquisadores com base em estudos experimentais.

A esbeltez (γ) da parede do banzo afeta expressivamente a soma do efeito de membrana na pós-flambagem que pode ser gerada no banzo.

Em uma ligação "T", as forças axiais que comprimem ou tracionam o banzo estão em equilíbrio com a força cortante atuante no montante, portanto, para o cálculo da função $f(n')$ utiliza-se somente a força de pré-tensão atuante no banzo (N_{0p} e M_{0p}).

A Tabela 5 refere-se às ligações submetidas à ação de momentos fletores, cujos efeitos devem ser combinados com aqueles oriundos da solicitação por força axial.

Tabela 5 - Recomendações de cálculo para ligações solicitadas por momentos fletores primários

Tipo de ligação	Resistência de cálculo	
T, Y, X M_1 	Plastificação do banzo	
	$M_1^* = 4,85 \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot \gamma^{0,5} \cdot \beta \cdot d_1 \cdot \frac{f(n')}{\sin \theta_1}$	(15)
Geral Comprovação do puncionamento para: $d_1 \leq d_0 - 2 \cdot t_0$	$M_1^* \leq \frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} \cdot t_0 \cdot d_1^2 \cdot \frac{1 + 3 \sin \theta_1}{4 \cdot \sin^2 \theta_1}$	(16)
Mesmo limite de validade para as ligações submetidas às forças axiais	Equações (3) - (4) e (5)	

A eficiência da ligação, quando submetida a momentos fletores no plano, pode ser obtida através do ábaco ilustrado na Figura 46.

As ligações solicitadas predominantemente por momentos fletores no plano são geralmente do tipo "T" e se denominam ligações do tipo Vierendeel. É importante acrescentar que os momentos fora do plano não existem nas estruturas planas do tipo estudado.

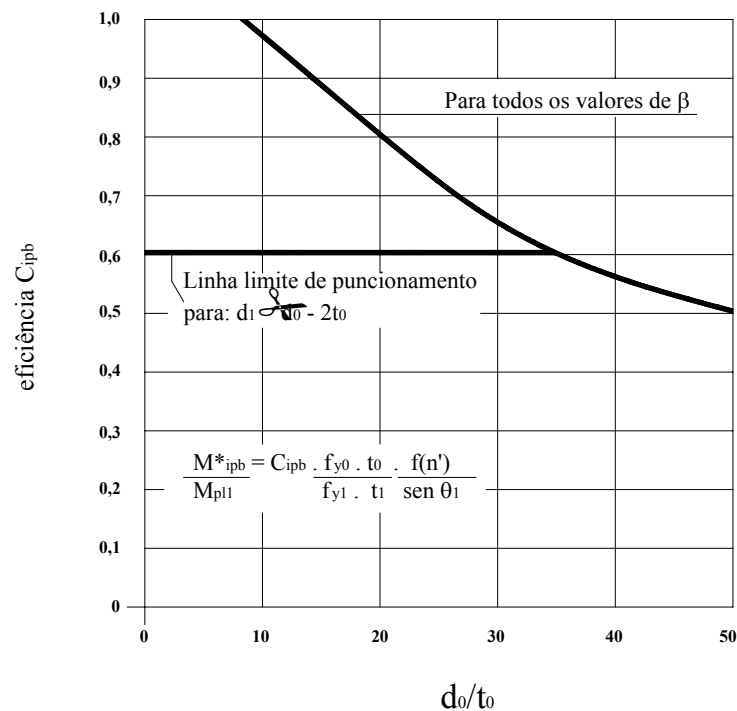


Figura 46 – Diagrama de cálculo para ligações solicitadas por momentos fletores - no plano
Fonte: CIDECT nº 1 (1996).

Deve ser destacado que a rigidez rotacional da ligação (Figura 47) pode influenciar consideravelmente a distribuição dos momentos fletores nos sistemas estruturais estaticamente indeterminados como, por exemplo, estruturas de pórtico e vigas Vierendeel.

Para se obter ligações mais rígidas recomenda-se a relação β cerca de 1,0 ou então, relações $\frac{d_0}{t_0}$ baixas em combinação com relações altas de $\frac{t_0}{t_1}$.

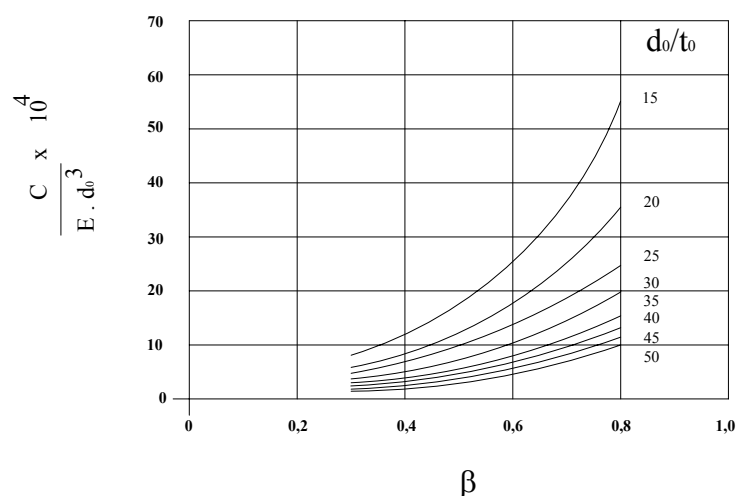


Figura 47 – Rigidez da ligação "T", para flexão no plano
Fonte: CIDECT nº 1 (1996).

Sedlacek et al. ([199-?] apud CIDECT n° 1, 1996) afirmam que todas as investigações têm demonstrado que a flexão no plano é menos severa que a flexão fora do plano.

Interação entre o carregamento axial e momentos fletores:

$$\frac{N_1}{N_1^*} + \left(\frac{M_1}{M_1^*} \right)^2 \leq 1,0 \quad (17)$$

2.5 VERIFICAÇÃO DAS BARRAS – ESTRUTURA GLOBAL

Para a verificação da estrutura global (barras) foi utilizado o programa computacional GESTRUT (2007). Este *software* dimensiona as barras de acordo com a norma canadense CAN/ CSA – S16. 1-94.

Como procedimento de cálculo para a estrutura em estudo, segundo a norma CAN/ CSA-S16. 1-94 seção 13.8.1, os banzos e os montantes são analisados no topo e na vertical, respectivamente tal como se fosse uma viga-coluna.

- *Verificação da resistência global e da seção transversal das barras:*

$$U_1 = \frac{\omega_1}{1 - \frac{C_{fi}}{C_e}} \quad (\text{S16.1, seção 13.8.3}) \quad (18)$$

$$\omega_1 = 0,6 - 0,4 \cdot \kappa \geq 0,4 \quad (\text{S16.1, seção 13.8.4(a)}) \quad (19)$$

$$C_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L^2} \quad (20)$$

$$C_{ri} = \phi' \cdot A_i \cdot f_{yi} \quad (21)$$

$$M_{ri} = \phi' \cdot Z_i \cdot f_{yi} \quad (22)$$

Onde:

κ = relação entre o menor pelo maior momento de cálculo.

ϕ' = fator de resistência.

- *Interação entre o carregamento axial e momentos fletores:*

$$\frac{C_{fi}}{C_{ri}} + U_{1,x} \cdot \frac{M_{f,x}}{M_{r,x}} + U_{1,y} \cdot \frac{M_{f,y}}{M_{r,y}} \leq 1,0 \quad (23)$$

De acordo com a norma canadense CAN/ CSA-S16. 1-94 seção 13.8.1(a), para a análise da resistência da seção transversal o valor de $U_1 = 1,0$.

CAPÍTULO 3

VIGA VIERENDEEL

3.1 GENERALIDADES

A Viga Vierendeel é bastante utilizada nas obras de engenharia, mas pouco é divulgado sobre o seu criador. Este sistema foi proposto pela primeira vez em 1896 pelo engenheiro belga Arthur Vierendeel (Figura 48).



Figura 48 – Arthur Vierendeel
Fonte: Jacobo (2004).

Arthur Vierendeel (Arthur Meunier) nasceu em 10 de abril de 1852 na cidade belga de Louvain. Adotou o sobrenome Vierendeel em homenagem a seu padastro (Perrié Vierendeel). Passou toda sua infância em Geraardsbergen e por ser um excelente aluno ingressou imediatamente a Universidade de Louvain obtendo seu diploma de engenheiro

em 1874. Sua vida profissional teve início em um escritório de engenharia na cidade de La Louviere onde trabalhou por dez anos (JACOBO, 2004).

Aos 25 anos de idade, três anos após sua formatura, dedicou-se ao projeto do Circo Real de Bruxelas, a primeira obra em estrutura metálica construída na Bélgica. Devido a esbeltez dos elementos construtivos, a obra foi considerada leviana. O proprietário duvidando de sua estabilidade requisitou que a obra fosse suspensa. Então, o governo belga se encarregou em fazer uma investigação por intermédio de uma comissão técnica, a qual descobriu que não existiam falhas e nem erros nos cálculos.

Uma semana antes da inauguração, a estrutura foi submetida a uma investigação pouco usual para verificação da capacidade resistente e segurança, onde todos os soldados da unidade militar tiveram que se sentar ao mesmo tempo sobre os elementos da viga. Como resposta ao teste, a estrutura não sofreu nenhum tipo de deformação ou movimento. Setenta anos mais tarde, esta estrutura foi demolida porque não correspondia ao gosto arquitetônico da época (1940).

Vierendeel elogiou sua estrutura construída com o conceito de "audácia Flamenca". A plena confiança em seus cálculos associada à audácia arquitetônica caracterizaram todas as suas obras posteriores.

Em 1885 Arthur Vierendeel foi nomeado diretor de serviços técnicos da cidade Flamenca do Leste. Logo após, publicou o livro "Breves descrições da história da técnica" que foi utilizado academicamente até o final da primeira Guerra Mundial.

Como professor universitário, em seu último ano de docência, publicou a última edição de seu trabalho em estruturas, o "Cálculo das estruturas metálicas". Recebeu o prêmio "Prix du Roi" pela publicação "A construção arquitetônica em concreto e aço", a qual definiu a relação entre arquitetos e engenheiros, as belezas e as verdades das construções.

Arthur Vierendeel foi o principal representante das construções em aço (Figura 49) e em 1927 se retirou de sua vida profissional. No dia 08 de novembro de 1940 faleceu na cidade de Uccle, na Bélgica.



Figura 49 – Sala de leitura da Biblioteca Nacional de Paris
Fonte: Jacobo (2004).

3.2 O SISTEMA CONSTRUTIVO

Arthur Vierendeel, em 1896, propôs uma nova solução para a construção de vigas metálicas em arcadas para pontes. Acreditando no custo muito elevado das pontes em arco e na ineficiência das pontes suspensas, apresentou um modelo construtivo em arcadas simples e duplas conforme ilustra a Figura 50 e a Figura 51.

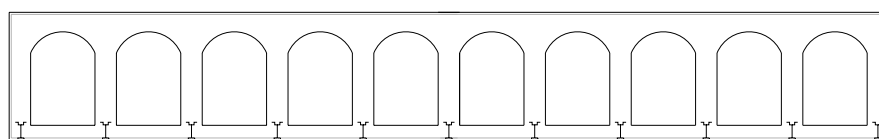


Figura 50 – Viga Vierendeel em arcadas simples

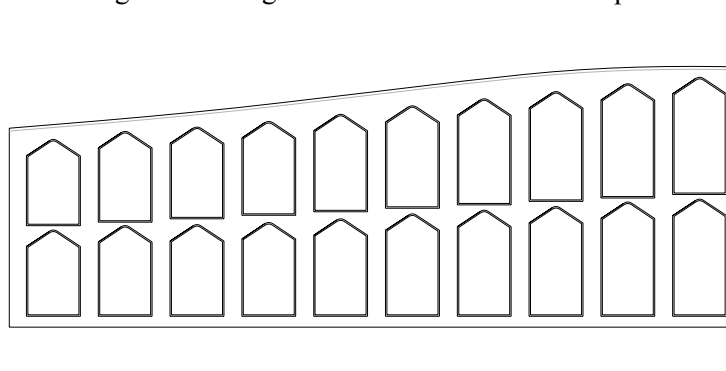


Figura 51 – Viga Vierendeel em arcada dupla

Vierendeel partindo da idéia de que as treliças metálicas com ligações rebitadas, atualmente em desuso, segundo a Açomina (1980), por não serem articuladas nem constituírem um sistema isostático, mas sim, um sistema hiperestático, concluiu que as diagonais estavam em abundância, propondo sua retirada. Ao mesmo tempo utilizou a rigidez das ligações através do reforço e aumento das dimensões das extremidades dos montantes fixados nos banzos, como ilustra a Figura 52.

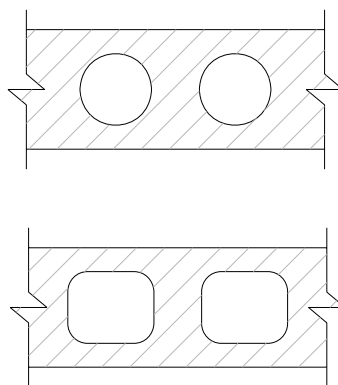


Figura 52 – Viga Vierendeel – vista frontal
Fonte: De Paula (1982).

Com a ausência das diagonais das treliças, considerou uma economia de 15 % a 25 % de material, economia de mão-de-obra, mediana flexibilidade, maior segurança, menores superfícies expostas à corrosão, ligações em menor número e mais robustas, importância de rebites reduzida ao mínimo e perigo dos deslocamentos das ligações completamente descartados.

A viga Vierendeel é uma solução intermediária entre a viga em treliça e a viga de alma cheia, onde a diferença da primeira está na ausência de diagonais. Na segunda, a presença de uma série de forma elíptica ou retangular reduz a alma a uma série de montantes verticais. É constituída por duas cordas denominadas de banzos (banzo inferior e superior) ligadas por meio de montantes posicionados à 90° (Figura 53).

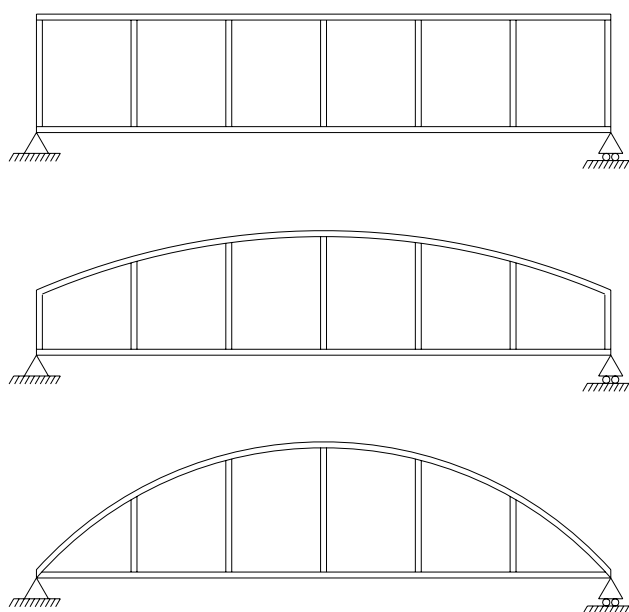


Figura 53 – Viga Vierendeel
Fonte: Jacobo (2004).

Com a retirada das cordas inclinadas de uma viga treliçada, formam-se estruturas de quadros fechados, conforme ilustra a Figura 54.

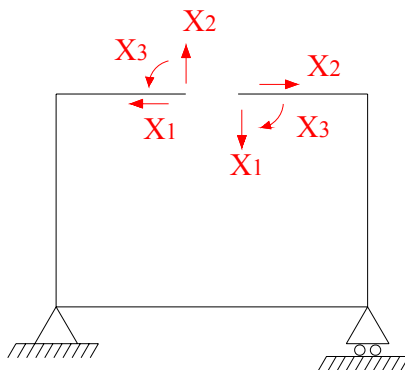


Figura 54 – Quadro fechado – sistema auto-equilibrado
Fonte: Sussekind (1983).

Mesmo sabendo que as reações de apoio deste quadro fechado são conhecidas (estrutura isostática externamente), não é possível se determinar os esforços solicitantes em cada seção utilizando-se apenas as equações de equilíbrio, por ser o quadro uma estrutura internamente hiperestática.

Ao empregar os métodos usuais de cálculo de uma estrutura hiperestática, para cada incógnita constituída por um deslocamento, existe uma equação a ser desenvolvida em função desta incógnita. Esta equação demonstra a condição de deformação nula em função dos esforços seccionais, ou seja, a condição do esforço nulo em função do deslocamento.

A viga Vierendeel, como mostra a Figura 55, é uma estrutura plana formada por quadros, na qual as equações de compatibilidade entre os deslocamentos (esforços) são determinadas por três vezes o número de quadros, isto é, três esforços simples vezes a quantidade de quadros. Assim, a determinação dos esforços seccionais da estrutura, torna-se uma tarefa muito trabalhosa quando a viga for constituída de muitos quadros.

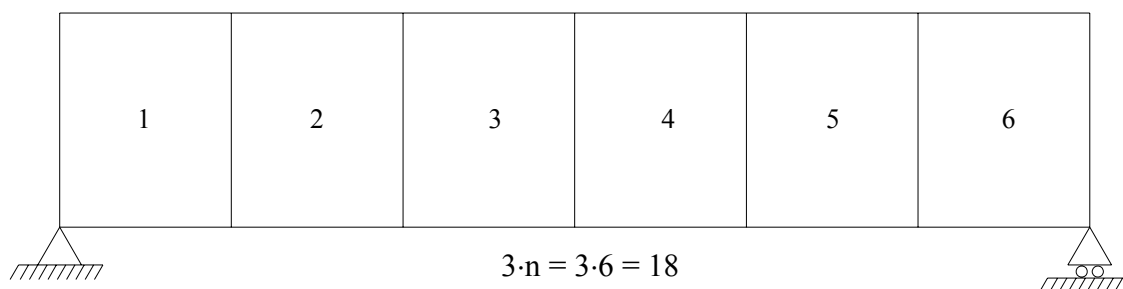


Figura 55 – Grau de hiperasticidade da viga em estudo

Mesmo diante das dificuldades na determinação dos esforços, por razões funcionais ou até mesmo estéticas, algumas vezes são usadas as estruturas do tipo Vierendeel, como mostra a Figura 56.

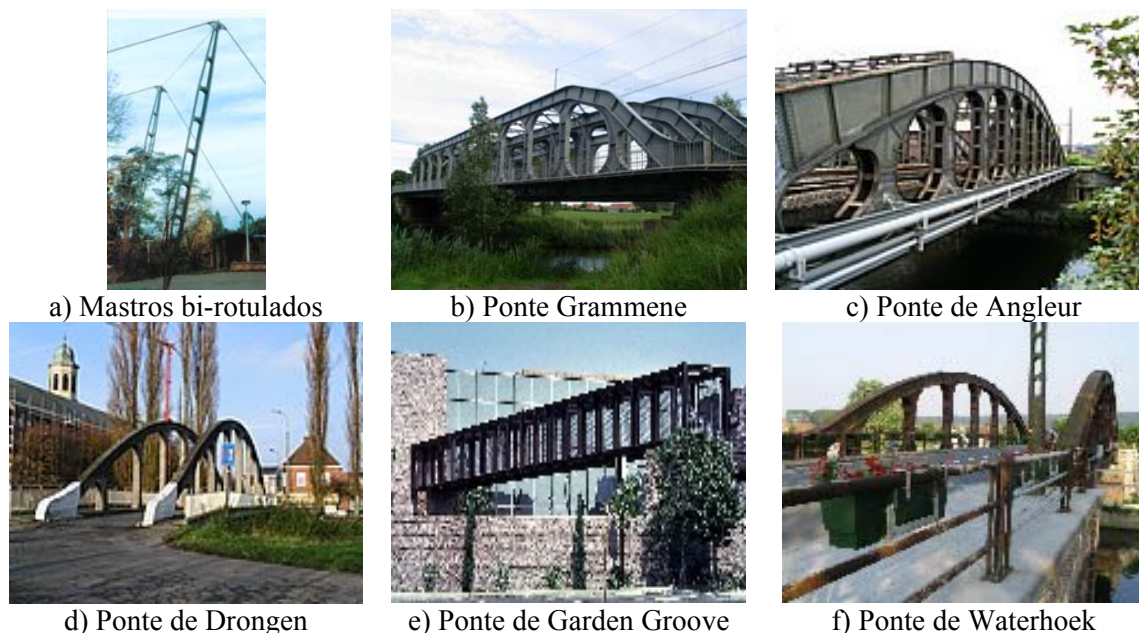


Figura 56 – Exemplos de aplicações

Fonte: Meyer (2002) e <http://users.pandora.be/karel.roose/vierendeel/vierendeel.html> (2004).

Ao que se sabe, a primeira utilização deste tipo de estrutura no Brasil foi a Ponte Raul Veiga (Antiga Ponte de Pádua - Figura 57), localizada no estado do Rio de Janeiro sobre o Rio Pomba, em Santo Antônio de Pádua, constituída de seis tramos de concreto armado de 29,5 m de vão, resultando o comprimento total de 177 m.



Figura 57 - Ponte Raul Veiga

Fonte: <http://www.transportes.gov.br/bit/pontes/RJ/padua/GPTPADUA.htm> (2004).

Este sistema construtivo apresenta algumas vantagens e desvantagens em relação aos tipos treliçados.

Como vantagens são realçadas: menores superfícies expostas à corrosão e a possibilidade de utilizar os perfis de forma mais eficiente. Uma outra vantagem é a existência de maiores áreas livres de formato retangular ou elíptico no plano da estrutura, permitindo a fácil colocação de vidros. Como desvantagem, tem-se a solicitação de flexão especialmente nas ligações.

3.3 DESENVOLVIMENTO TEÓRICO

Após a divulgação deste inovador processo construtivo, a viga Vierendeel despertou em muitos pesquisadores o interesse pela análise e conseqüente apresentação de vários métodos de cálculo, com o intuito de minimizar as dúvidas iniciais.

O pesquisador Vianello (GUIDI, 1920 apud DE PAULA, 1982) sugeriu soluções expeditas para o cálculo das vigas Vierendeel imaginando a existência de rótulas no meio dos montantes e banzos, porém, criticou esta hipótese devido à possibilidade de ultrapassar os limites de aproximação em algumas barras. Guidi, sob a orientação do método de cálculo de Engesser, primeiramente obteve uma solução aproximada e após sucessivas correções foi induzido a uma solução exata, entretanto, era muito trabalhosa. Sua contribuição consistiu na simplificação da solução destas equações pela adoção de forças unitárias nos montantes da viga.

O método de distribuição dos momentos foi apresentado em 1930 por Hardy Cross e em 1936, Dana Young baseado no Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV), relatou em "Analysis of Vierendeel trusses" novos processos de cálculos, conseguindo a simplificação pelo simples rearranjo das equações.

Com o objetivo de aperfeiçoar o processo de cálculo proposto por Vierendeel, Magnel por meio de análises sistemáticas apresentou um trabalho a respeito da viga Vierendeel em "Lê calcul pratique des poutres Vierendeel" (DE PAULA, 1982).

Diversos métodos de cálculos foram idealizados a partir do processo de Cross.

3.4 MÉTODO DE VIERENDEEL

Arthur Vierendeel propôs um método para calcular os esforços atuantes na viga baseando-se na existência de pontos de inflexão nos banzos. Admitiu os banzos articulados a distâncias iguais.

Quando uma barra bi-engastada sofre um deslocamento Δ , no apoio, ela deforma-se provocando o esforço de momento fletor ao longo da viga (Figura 58), mas existe um ponto na barra no qual o momento é praticamente nulo. Este ponto é conhecido como ponto de inflexão da elástica.

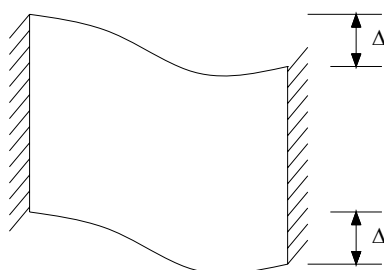


Figura 58 – Deformação na barra
Fonte: De Paula (1982).

A Viga Vierendeel é composta de diversas barras bi-engastadas e ao ser carregada, deforma-se, e em cada barra existe um ponto no qual o momento é nulo, como mostra a Figura 59.

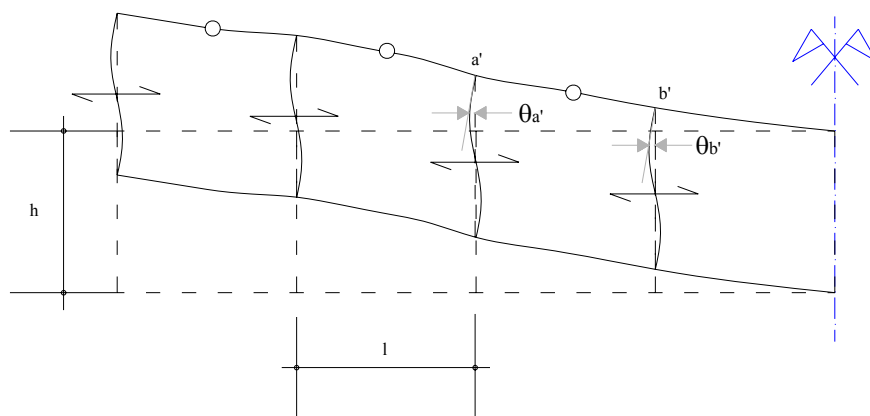


Figura 59 – Ponto de inflexão
Fonte: De Paula (1982).

Com base na posição do ponto de inflexão, quanto mais próximo da posição real, mais correto estarão os esforços solicitantes.

Desde o princípio de seu estudo, Vierendeel admitiu a possibilidade da existência de um ponto de inflexão em cada montante. E este ponto, quando os banzos são paralelos e de mesmo momento de inércia está situado no ponto médio da altura da viga.

Considerando a Figura 60, Vierendeel apresentou as seguintes equações.

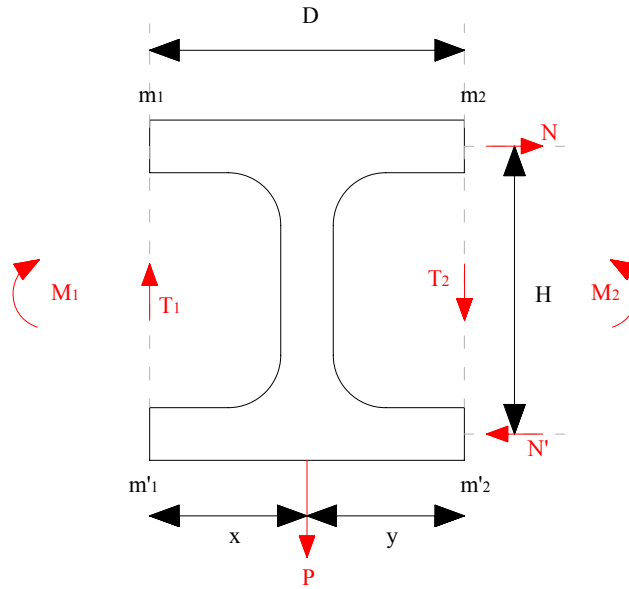


Figura 60 – Esforços nas seções entre dois painéis em arcadas sucessivas
Fonte: De Paula (1982).

3.4.1 Cálculo do esforço cortante no banzo

Condições de equilíbrio no centro de cada célula.

$$T_2(x + y) + P \cdot x - M_2 + M_1 \pm m_1 \pm m_2 \pm m'_1 \pm m'_2 = 0 \quad (24)$$

$$T_1(x + y) + P \cdot y - M_2 + M_1 \pm m_1 \pm m_2 \pm m'_1 \pm m'_2 = 0 \quad (25)$$

Vierendeel admitiu uma distribuição linear do momento, sem carregamento, entre dois montantes consecutivos, com isso um ponto de inflexão localizado aproximadamente a uma distância $\frac{D}{2}$, logo $\rightarrow x = y = \frac{D}{2}$, $m_1 = 0$, $m'_1 = 0$, $m_2 = 0$, $m'_2 = 0$

Substituindo na Equação (24) e na Equação (25), tem-se:

$$T_2 = \left(\frac{M_2 - M_1}{D} \right) - \left(\frac{P}{2} \right) \quad (26)$$

$$T_1 = \left(\frac{M_2 - M_1}{D} \right) + \left(\frac{P}{2} \right) \quad (27)$$

Estes esforços cortantes se repartem igualmente entre os banzos (inferior e superior), caso tenham a mesma inércia.

3.4.2 Cálculo do esforço axial no banzo

$$N = \pm \frac{M}{H} \quad (28)$$

3.4.3 Cálculo do momento fletor no banzo

Para a Figura 61, seja a seção genérica (B), a equação do momento atuante no banzo é:

$$M_1 = \left[\left(\frac{M_2 - M_1}{2D} \right) + \left(\frac{P}{4} \right) \right] \cdot b \quad (29)$$

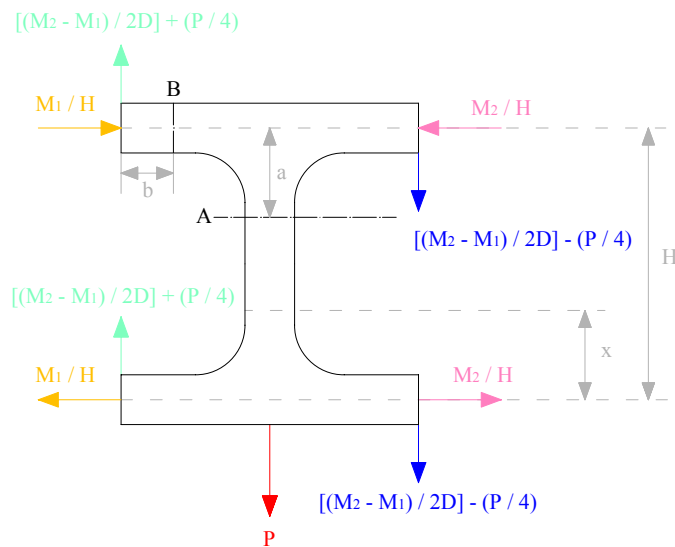


Figura 61– Esforços atuantes nos banzos
Fonte: De Paula (1982).

3.4.4 Cálculo do esforço cortante no montante

Da Figura 61, por equilíbrio, o esforço cortante atuante no montante é:

$$Q = \frac{M_2 - M_1}{H} \quad (30)$$

3.4.5 Cálculo do esforço axial no montante

Da Figura 60, por equilíbrio, o esforço axial atuante no montante é:

$$N = \frac{T_2 - T_1}{2} \quad (31)$$

3.4.6 Cálculo do momento fletor no montante

Da Figura 61, seja a seção genérica (A), a equação do momento nesta seção é:

$$M_a = \left\{ \left[\left(\frac{M_2 - M_1}{2D} \right) + \left(\frac{P}{4} \right) \right] \frac{D}{2} \right\} + \left\{ \left[\left(\frac{M_2 - M_1}{2D} \right) - \left(\frac{P}{4} \right) \right] \frac{D}{2} \right\} + \frac{M_1}{H} \cdot a - \frac{M_2}{H} \cdot a \quad (32)$$

Para $a = \frac{H}{2} \rightarrow M_a = 0$, portanto Vierendeel justificou que o momento atuante no meio do montante é zero.

Seccionando-se o montante ao meio, verificam-se as solicitações atuantes em cada semi-célula, como indica a Figura 62.

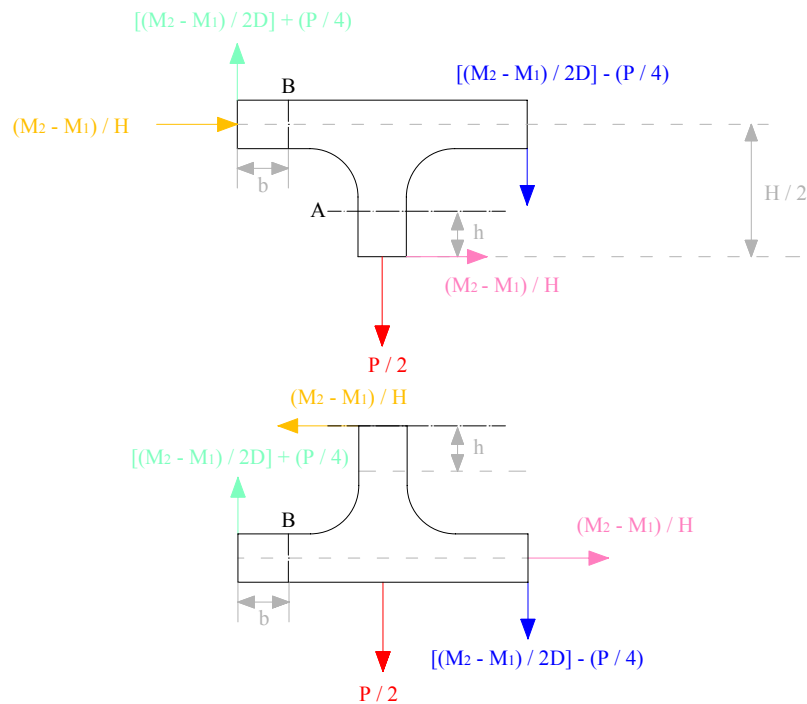


Figura 62– Esforços atuantes nas seções médias dos montantes e banzos
Fonte: De Paula (1982).

O momento fletor atuante em uma seção genérica, distante h do seu ponto de inflexão, é dado pela equação:

$$M = \left[\frac{(M_2 - M_1)}{H} \right] \cdot h \quad (33)$$

Deve-se notar que os momentos fletores nos banzos e montantes aumentam com os valores de b e h respectivamente. Daí a justificativa de Vierendeel para utilização das arcadas, para obter seções maiores junto aos nós.

M_1 e M_2 – momentos externos atuantes nas células 1 e 2, respectivamente.

T_1 e T_2 – esforços cortantes nas células 1 e 2, respectivamente.

m_1 , m_2 , m'_1 e m'_2 – momentos atuantes nos banzos.

3.5 EXPERIMENTO DE VIERENDEEL

O engenheiro Arthur Vierendeel construiu uma ponte especialmente para ser ensaiada por ocasião da Exposição Internacional de Bruxelas.

Esta ponte, projetada para suportar uma via férrea no seu banzo superior, tinha um vão livre de 31,50 m, constituída por duas vigas, com os montantes espaçados a cada 3,50 m (Figura 63 e Figura 64).

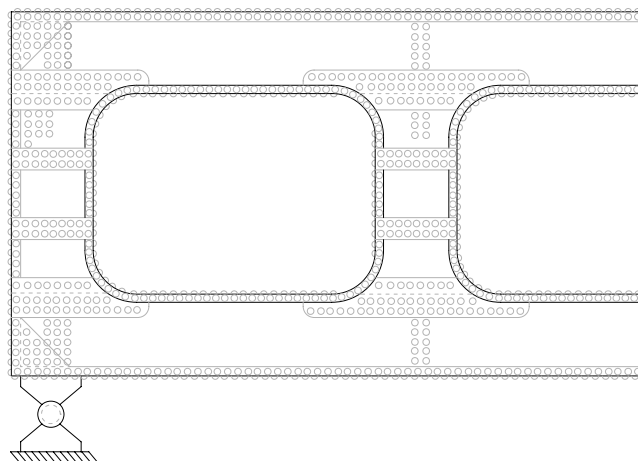


Figura 63 – Viga Vierendeel a ser ensaiada
Fonte: Jacobo (2004).



Figura 64 – Viga Vierendeel antes do ensaio

Fonte: <http://users.pandora.be/karel.roose/vierendeel/vierendeel.html> (2004).

De Paula (1982) relata que a ponte recebeu uma força de 404 tf distribuída ao longo da viga onde se deu a ruptura, conforme ilustra a Figura 65.

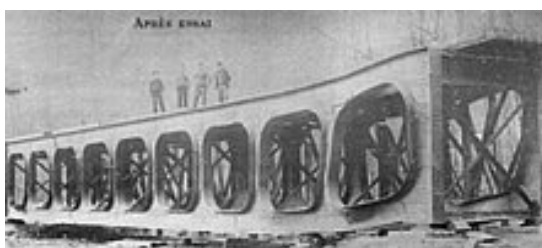


Figura 65– Viga Vierendeel após o ensaio

Fonte: <http://users.pandora.be/karel.roose/vierendeel/vierendeel.html> (2004).

Foi submetida a duas séries de ensaios. No primeiro ensaio, a solicitação prevista no cálculo permaneceu sobre a ponte durante 20 dias e o segundo carregamento foi aplicado aumentando-se a solicitação continuamente até a ruptura.

Durante o ensaio foram feitas leituras das flechas, as quais foram obtidas por intermédio de um nível d'água baseado no princípio dos vasos comunicantes. A flecha inicialmente lida, devido ao peso próprio, foi de 13,50 mm. Com o carregamento de 404 tf a flecha central atingiu um valor de 61,70 mm.

CAPÍTULO 4

AVALIAÇÕES NUMÉRICAS DE VIGAS VIERENDEEL

4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O processo de elaboração de um projeto começa pela formulação e comparação de diversas variantes dos esquemas das construções de acordo com a forma de exploração a que são destinadas.

O principal objetivo do cálculo de uma estrutura consiste em verificar a resistência, a rigidez do esquema previamente escolhido da estrutura e a estabilidade, levando à definição das dimensões das peças e garantindo a segurança da edificação com o menor custo.

Vale destacar que, a análise estrutural tem por finalidade transformar uma ação ou uma combinação de ações em respostas da estrutura, tais como esforços solicitantes, reações de apoio e deslocamentos.

4.2 ESFORÇOS SOLICITANTES

Vigas Vierendeel são formadas por barras submetidas a esforços axiais de tração e compressão, forças cortantes e também por momentos fletores. As solicitações neste

sistema estaticamente indeterminado, não são de simples determinação, por isso, para tal procedimento foi utilizado o *software* GESTRUT (2007), desenvolvido na Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia.

Sempre foi uma preocupação dos estudiosos encontrar formas simplificadas de cálculo, com o objetivo de fugir do trabalho exaustivo necessário para se determinar esforços e deslocamentos em estruturas hiperestáticas.

No caso das vigas Vierendeel, dada à sua regularidade e características próprias, existem procedimentos interessantes que permitem simplificações de cálculo pela adoção de articulações em pontos específicos. Este procedimento ainda hoje é adotado, mesmo sendo uma simplificação, pois transforma a estrutura hiperestática numa estrutura isostática.

Com o intuito de verificar o desvio de resultados produzidos pela forma real e a simplificada, será feita uma avaliação detalhada dos modelos indicados na Figura 66 e Figura 67. A simplificação somente será possível se as ações externas forem aplicadas sobre os nós. O exemplo em questão é baseado no exemplo numérico apresentado por Packer e Henderson (1997) referentes às páginas 192 a 201.

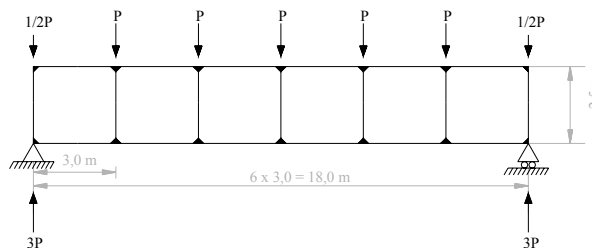


Figura 66 – Modelo Real da estrutura

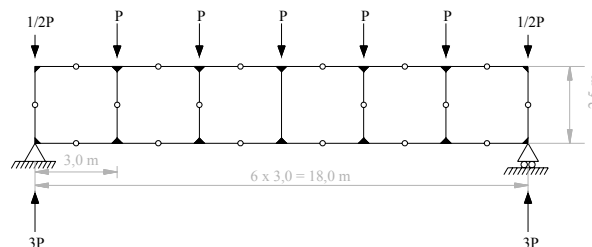


Figura 67 – Modelo Simplificado da estrutura

Considerando as forças concentradas sobre os nós do banzo superior vinculadas ao valor de $P = 17 \text{ kN}$, foram obtidos os resultados das solicitações a partir da modelagem realizada no programa GESTRUT como ilustra a Figura 68 e a Figura 69.

Estrutura reticulada - Modelo Real

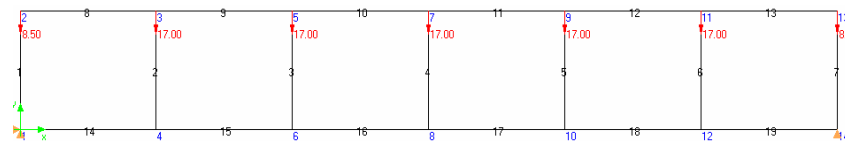


Figura 68 – Modelo Real da estrutura gerado pelo GESTRUT

Estrutura reticulada - Modelo Simplificado

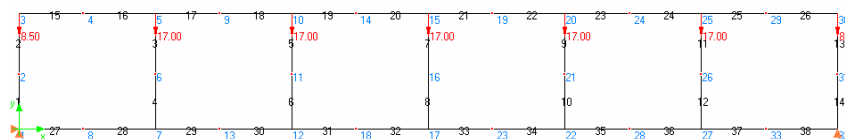


Figura 69 – Modelo Simplificado da estrutura gerado pelo GESTRUT

Para a modelagem das estruturas, as seções utilizadas foram:

EXEMPLOS	M1	M2	M3
BANZO	$\phi 168 \times 9,53$	$\phi 168 \times 9,53$	$\phi 168 \times 9,53$
MONTANTE	$\phi 168 \times 6,35$	$\phi 168 \times 7,95$	$\phi 168 \times 9,53$

Por meio dos resultados obtidos pôde-se observar que:

- No Modelo Real a modelagem é mais simples devido ao menor número de nós e barras que constituem a estrutura e por ser uma estrutura internamente hiperestática, para cada perfil adotado obtêm-se valores distintos das solicitações, pois estas dependem da relação de inércia das seções dos banzos e dos montantes.
- Como a viga Vierendeel é formada por quadros fechados e, embora se conheçam as reações desse quadro, não é possível determinar os esforços solicitantes em cada seção utilizando-se apenas as equações de equilíbrio, por ser uma estrutura internamente hiperestática.
- Para eliminar a hiperasticidade da viga, transformando-a em uma estrutura isostática, articulações foram inseridas entre banzos e montantes, como um processo simplificador, pois se sabe que nas articulações os momentos são nulos.
- Com a inclusão das articulações, a modelagem computacional se torna mais trabalhosa devido à presença de um maior número de nós e barras. Quanto às solicitações, independentemente dos perfis adotados, os valores das solicitações são sempre os mesmos, por se tratar de estrutura isostática.

- Com a melhoria dos recursos computacionais ambos os casos dos modelos (Real e Simplificado) possuem baixo custo computacional.

- *Comparação entre as solicitações na estrutura*

- *Força axial:*

Tabela 6 - Quadro de comparação entre as forças axiais

BARRAS		Força Axial (real) [kN]	Força Axial (simplificado) [kN]	DIFERENÇA	
MODELO REAL	MODELO SIMPLIFICADO			kN	%
1	1 e 2	-29,73	-29,75	0,02	-0,06
		-29,73	-29,75	0,02	-0,06
2	3 e 4	-8,52	-8,50	-0,02	0,27
		-8,52	-8,50	-0,02	0,27
3	5 e 6	-8,49	-8,50	0,01	-0,12
		-8,49	-8,50	0,01	-0,12
4	7 e 8	-8,50	-8,50	0,00	0,04
		-8,50	-8,50	0,00	0,04
5	9 e 10	-8,49	-8,50	0,01	-0,12
		-8,49	-8,50	0,01	-0,12
6	11 e 12	-8,52	-8,50	-0,02	0,27
		-8,52	-8,50	-0,02	0,27
7	13 e 14	-29,73	-29,75	0,02	-0,06
		-29,73	-29,75	0,02	-0,06
8	15 e 16	-26,99	-25,50	-1,49	5,53
		-26,99	-25,50	-1,49	5,53
9	17 e 18	-63,43	-66,30	2,87	-4,53
		-63,43	-66,30	2,87	-4,53
10	19 e 20	-83,25	-86,70	3,45	-4,14
		-83,25	-86,70	3,45	-4,14
11	21 e 22	-83,25	-86,70	3,45	-4,14
		-83,25	-86,70	3,45	-4,14
12	23 e 24	-63,43	-66,30	2,87	-4,53
		-63,43	-66,30	2,87	-4,53
13	25 e 26	-26,99	-25,50	-1,49	5,53
		-26,99	-25,50	-1,49	5,53
14	27 e 28	26,99	25,50	1,49	5,53
		26,99	25,50	1,49	5,53
15	29 e 30	63,43	66,30	-2,87	-4,53
		63,43	66,30	-2,87	-4,53
16	31 e 32	83,25	86,70	-3,45	-4,14
		83,25	86,70	-3,45	-4,14
17	33 e 34	83,25	86,70	-3,45	-4,14
		83,25	86,70	-3,45	-4,14
18	35 e 36	63,43	66,30	-2,87	-4,53
		63,43	66,30	-2,87	-4,53
19	37 e 38	26,99	25,50	1,49	5,53
		26,99	25,50	1,49	5,53

OBS: Forças axiais → Tração (+) e Compressão (-).

As maiores diferenças foram verificadas nos banzos, sendo os valores decrescentes no sentido das extremidades para o centro, ou seja, as maiores variações entre os valores foram verificadas nas barras 8, 13, 14 e 19 com o valor de 5,53 %, em seguida nas barras 9, 12, 15 e 18 com o valor de 4,53 % e as barras centrais 10, 11, 16 e 17 com 4,17 %. Já nos montantes a diferença encontrada foi relativamente baixa sendo, portanto, desprezível (Tabela 6).

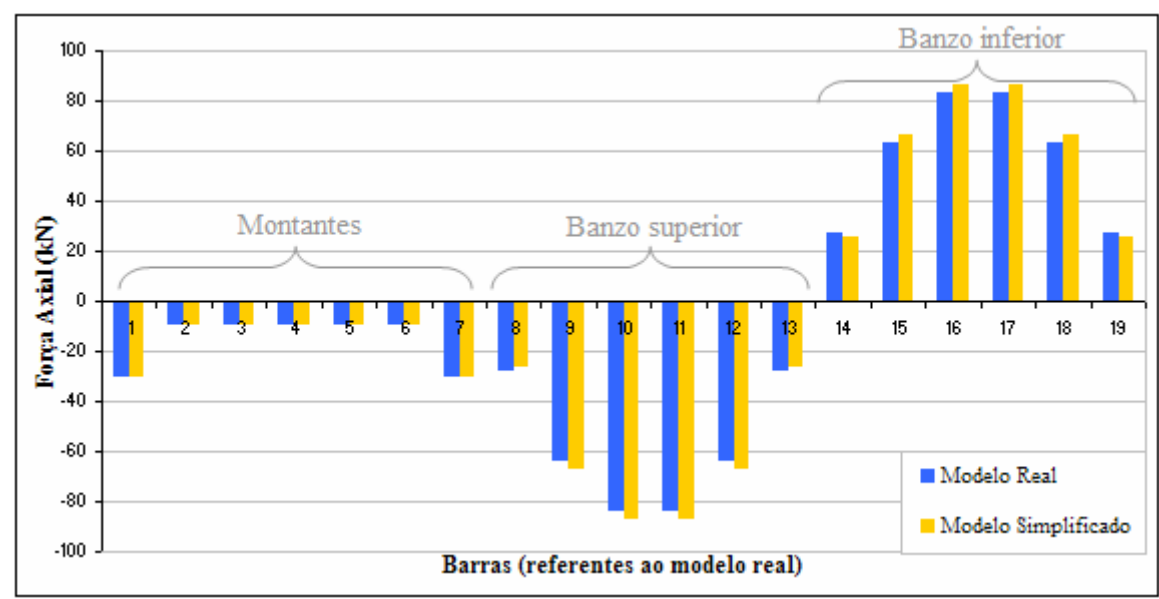


Figura 70 – Gráfico comparativo entre as Forças Axiais

O gráfico da Figura 70 demonstra com maior clareza a diferença de valores das forças axiais (tração ou compressão) obtidas entre o Modelo Real e o Simplificado. As barras do intervalo de 1 até 13 estão comprimidas comprovando a teoria de que os montantes e o banzo superior estão sob efeito de compressão, já o banzo inferior encontra-se tracionado.

- Força cortante:

Tabela 7 - Quadro de comparação entre as forças cortantes

BARRAS		Força Cortante (real) [kN]	Força Cortante (simplificado) [kN]	DIFERENÇA	
MODELO REAL	MODELO SIMPLIFICADO			kN	%
1	1 e 2	-26,99	-25,50	-1,49	5,53
		26,99	25,50	1,49	5,53
2	3 e 4	-36,43	-40,80	4,37	-11,99
		36,43	40,80	-4,37	-11,99
3	5 e 6	-19,82	-20,40	0,58	-2,93
		19,82	20,40	-0,58	-2,93
4	7 e 8	0,00	0,00	0,00	0,00
		0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela 7 - Quadro de comparação entre as forças cortantes (continuação)

BARRAS		Força Cortante (real) [kN]	Força Cortante (simplificado) [kN]	DIFERENÇA	
MODELO REAL	MODELO SIMPLIFICADO			kN	%
5	9 e 10	19,82	20,40	-0,58	-2,93
		-19,82	-20,40	0,58	-2,93
6	11 e 12	36,43	40,80	-4,37	-11,99
		-36,43	-40,80	4,37	-11,99
7	13 e 14	26,99	25,50	1,49	5,53
		-26,99	-25,50	-1,49	5,53
8	15 e 16	21,23	21,25	-0,02	-0,08
		-21,23	-21,25	0,02	-0,08
9	17 e 18	12,76	12,75	0,01	0,08
		-12,76	-12,75	-0,01	0,08
10	19 e 20	4,25	4,25	0,00	0,00
		-4,25	-4,25	0,00	0,00
11	21 e 22	-4,25	-4,25	0,00	0,00
		4,25	4,25	0,00	0,00
12	23 e 24	-12,76	-12,75	-0,01	0,08
		12,76	12,75	0,01	0,08
13	25 e 26	-21,23	-21,25	0,02	-0,08
		21,23	21,25	-0,02	-0,08
14	27 e 28	21,27	21,25	0,02	0,08
		-21,27	-21,25	-0,02	0,08
15	29 e 30	12,74	12,75	-0,01	-0,08
		-12,74	-12,75	0,01	-0,08
16	31 e 32	4,25	4,25	0,00	0,00
		-4,25	-4,25	0,00	0,00
17	33 e 34	-4,25	-4,25	0,00	0,00
		4,25	4,25	0,00	0,00
18	35 e 36	-12,74	-12,75	0,01	-0,08
		12,74	12,75	-0,01	-0,08
19	37 e 38	-21,27	-21,25	-0,02	0,08
		21,27	21,25	0,02	0,08

OBS: Os sinais (+) e (-) indicam a direção em que a força cortante atua na estrutura.

De acordo com a Tabela 7, verifica-se que as barras que formam os montantes (1 a 7) sofreram maior variação na diferença dos resultados, obtendo-se como valor máximo absoluto em torno de 12 % nas barras 2 e 6.

Observa-se que, devido à simetria da viga o montante central (barra 4) não apresenta solicitação ao esforço cortante. Nas barras centrais que formam os banzos (10, 11, 16 e 17) não foram encontradas diferenças e no restante das barras essas variações foram pequenas (Figura 71).

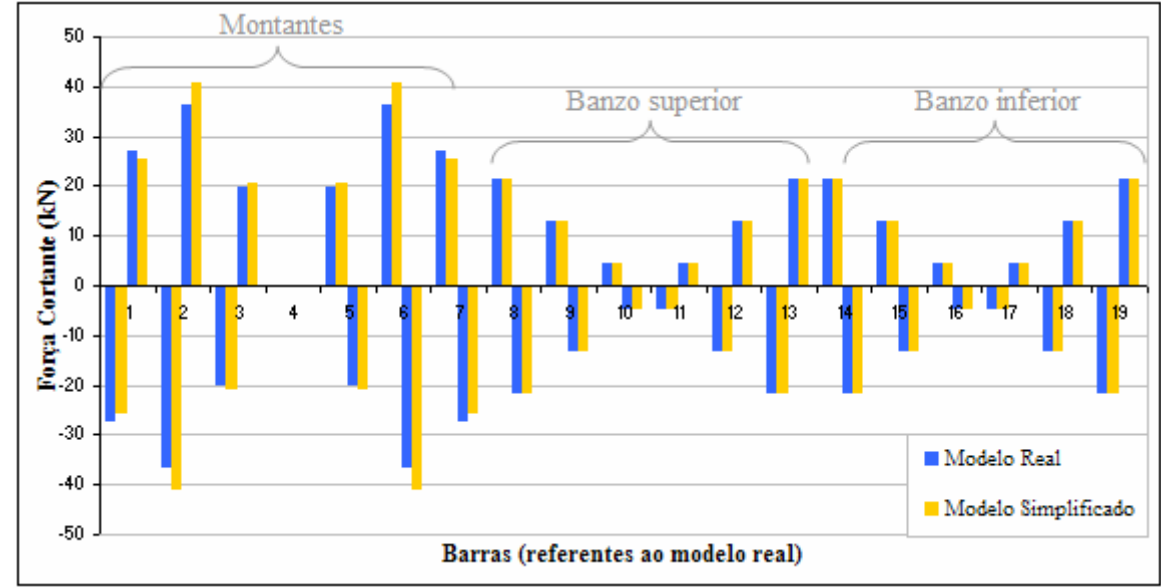


Figura 71 – Gráfico comparativo entre as Forças Cortantes

- *Momento fletor:*

Tabela 8 - Quadro de comparação entre os momentos fletores

BARRAS		Momento Fletor (real) [kN·mm]	Momento Fletor (simplificado) [kN·mm]	DIFERENÇA	
MODELO REAL	MODELO SIMPLIFICADO			kN·mm	%
1	1 e 2	-33763,06	-31875,00	-1888,06	5,59
		-33724,53	-31875,00	-1849,53	5,48
2	3 e 4	-45531,61	-51000,00	5468,39	-12,01
		-45551,99	-51000,00	5448,01	-11,96
3	5 e 6	-24780,19	-25500,00	719,81	-2,90
		-24776,15	-25500,00	723,85	-2,92
4	7 e 8	0,00	0,00	0,00	0,00
		0,00	0,00	0,00	0,00
5	9 e 10	24780,19	25500,00	-719,81	-2,90
		24776,15	25500,00	-723,85	-2,92
6	11 e 12	45531,61	51000,00	-5468,39	-12,01
		45551,99	51000,00	-5448,01	-11,96
7	13 e 14	33724,53	31875,00	1849,53	5,48
		33763,06	31875,00	1888,06	5,59
8	15 e 16	33724,53	31875,00	1849,53	5,48
		29977,80	31875,00	-1897,20	-6,33
9	17 e 18	15553,81	19125,00	-3571,19	-22,96
		22720,42	19125,00	3595,42	15,82
10	19 e 20	2059,77	6375,00	-4315,23	-209,50
		10684,26	6375,00	4309,26	40,33
11	21 e 22	-10684,26	-6375,00	-4309,26	40,33
		-2059,77	-6375,00	4315,23	-209,50
12	23 e 24	-22720,42	-19125,00	-3595,42	15,82
		-15553,81	-19125,00	3571,19	-22,96
13	25 e 26	-29977,80	-31875,00	1897,20	-6,33
		-33724,53	-31875,00	-1849,53	5,48
14	27 e 28	33763,06	31875,00	1888,06	5,59
		30034,61	31875,00	-1840,39	-6,13

Tabela 8 - Quadro de comparação entre os momentos fletores (continuação)

BARRAS		Momento Fletor (real) [kN · mm]	Momento Fletor (simplificado) [kN · mm]	DIFERENÇA	
MODELO REAL	MODELO SIMPLIFICADO			kN · mm	%
15	29 e 30	15517,38	19125,00	-3607,62	-23,25
		22708,39	19125,00	3583,39	15,78
16	31 e 32	2067,76	6375,00	-4307,24	-208,30
		10688,21	6375,00	4313,21	40,35
17	33 e 34	-10688,21	-6375,00	-4313,21	40,35
		-2067,76	-6375,00	4307,24	-208,30
18	35 e 36	-22708,39	-19125,00	-3583,39	15,78
		-15517,38	-19125,00	3607,62	-23,25
19	37 e 38	-30034,61	-31875,00	1840,39	-6,13
		-33763,06	-31875,00	-1888,06	5,59

OBS: Momento Fletor → (+) sentido horário e (-) sentido anti-horário.

Apesar de ser verificada uma diferença expressiva nas barras 10, 11, 16 e 17, que formam os banzos, este valor não é significativo, pois nestas barras os momentos fletores são pequenos (Tabela 8). Nas barras 2 e 6, onde se encontram os maiores valores de momentos na estrutura, ocorreu uma diferença em torno de 12 % superior na estrutura do Modelo Simplificado.

Como ilustra a Figura 72, devido a configuração da viga em estudo, a barra 4 que forma o montante central não apresenta momento fletor.

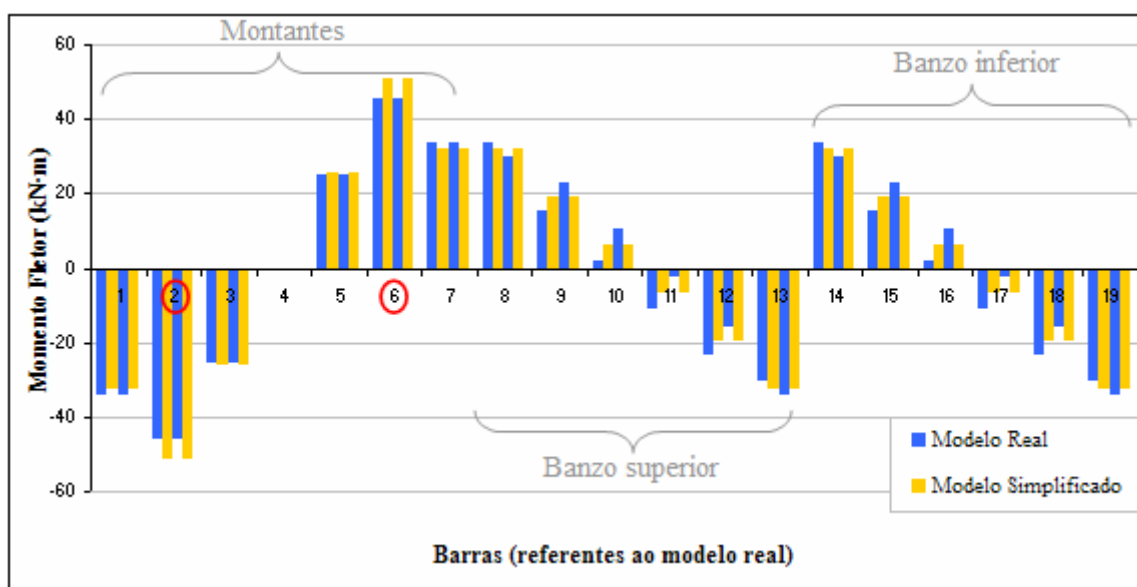


Figura 72 – Gráfico comparativo entre os Momentos Fletores

4.3 Deslocamentos

Os deslocamentos são proporcionais à rigidez das barras, que por sua vez depende das seções e conseqüentemente de seus respectivos momentos de inércia. Por isso, independentemente se o Modelo da estrutura analisado for Real ou Simplificado, todas terão valores distintos de deslocamentos.

O gráfico da Figura 73 mostra que em todos os exemplos, o Modelo Simplificado apresenta maiores deslocamentos na direção Y devido à presença de articulações.

As diferenças percentuais dos deslocamentos dos nós centrais das vigas (nó 7 do Modelo Real e nó 15 do Modelo Simplificado) foram em torno de 4,5 % para o primeiro exemplo, 3,5 % para o segundo e de 3,0 % para o terceiro exemplo.

Para todos os casos os maiores deslocamentos foram verificados nos nós centrais da estrutura diminuindo consideravelmente até suas extremidades.

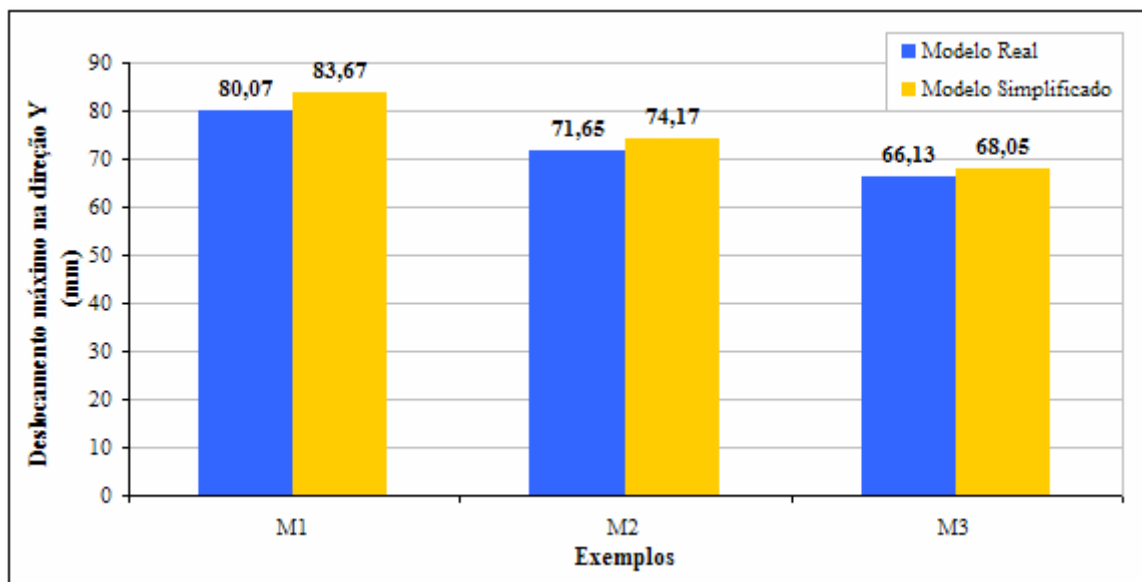


Figura 73 – Gráfico comparativo dos deslocamentos

A Figura 74 e a Figura 75 ilustram as estruturas do Modelo Real e Modelo Simplificado, respectivamente sob a condição de deformação após a aplicação do carregamento.

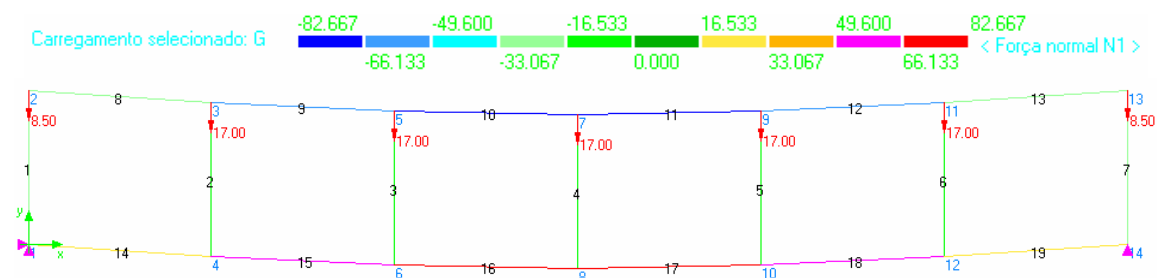


Figura 74 – Estrutura deformada do Modelo Real
Exemplo M1 (Banzos: $\phi 168 \times 9,53$ e montantes: $\phi 168 \times 6,35$) resultados obtidos pelo GESTRUT

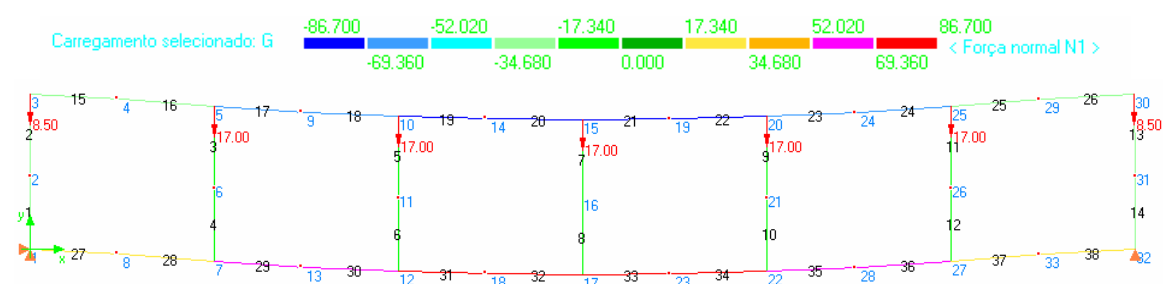


Figura 75 – Estrutura deformada do Modelo Simplificado
Exemplo M1 (Banzos: $\phi 168 \times 9,53$ e montantes: $\phi 168 \times 6,35$) resultados obtidos pelo GESTRUT

CAPÍTULO 5

EXEMPLOS NUMÉRICOS

5.1 GENERALIDADES

Com a finalidade de dar continuidade ao estudo comparativo entre as análises estruturais, este capítulo apresenta três exemplos numéricos de dimensionamento para cada modelo proposto, ou seja, Modelo Real e Simplificado (sistema reticulado). Para estes casos serão abordados os desenvolvimentos de cálculo das ligações e das barras.

Para a verificação das barras será utilizado o programa GESTRUT (2007) e para o cálculo da verificação das ligações será utilizado o *software* HSS_connex 1.02 (1999), ambos os programas estão em conformidade com a norma canadense CAN/ CSA – S16. 1-94 para garantir assim a coerência entre os resultados obtidos das verificações.

O *software* HSS_connex 1.02 foi desenvolvido em 1999 pela equipe do Professor Jeffrey A. Packer da Universidade de Toronto, Canadá. Este programa determina a resistência de cálculo das ligações entre peças de seções tubulares, sob carregamento predominantemente estático com base no Método dos Estados Limites de acordo com a norma canadense CAN/ CSA – S16. 1-94, cujo objetivo principal é a verificação se a ligação é satisfatória ou não.

O *software* GESTRUT determina os esforços e deslocamentos, bem como dimensiona as barras de estruturas planas ou tridimensionais. Inclui o traçado de diagramas e mapeamento de esforços e visualizações dos deslocamentos. Dimensiona as barras de

estruturas tubulares metálicas de acordo com a norma canadense CAN/ CSA – S16. 1-94 "Limit States Design of Steel Structures", fornecendo a eficiência das mesmas para cada perfil adotado. Este programa foi desenvolvido como versão educacional, pelo Professor Francisco Antonio Romero Gesualdo, da Universidade Federal de Uberlândia, Brasil.

Todas as formulações para o procedimento de cálculo das ligações e das barras já foram descritas no CAPÍTULO 2.

5.2 EXEMPLOS DE DIMENSIONAMENTOS

5.2.1 Exemplo M1 – Estrutura do Modelo Real

5.2.1.1 Características físicas e geométricas

As características físicas e geométricas dos perfis usados no Exemplo M1 do Modelo Real estão indicadas na Tabela 9. A seção transversal é o diâmetro externo pela espessura.

Tabela 9 - Características físicas e geométricas – Exemplo M1 Modelo Real

Seção Transversal	Massa [kg/m]	Área [mm ²]	I [10 ⁶ mm ⁴]	S [10 ³ mm ³]	Z [10 ³ mm ³]	E [MPa]	f _y [MPa]
φ 168 × 9,53	37,3	4744,49	15,0	177,94	239,61	205000	350
φ 168 × 6,35	25,4	3224,77	10,6	125,59	166,02	205000	350

Como todas as ligações que compõem a estrutura possuem os mesmos conjuntos de perfis considerou-se para a verificação a ligação mais solicitada, cujos esforços solicitantes estão indicados na Figura 76.

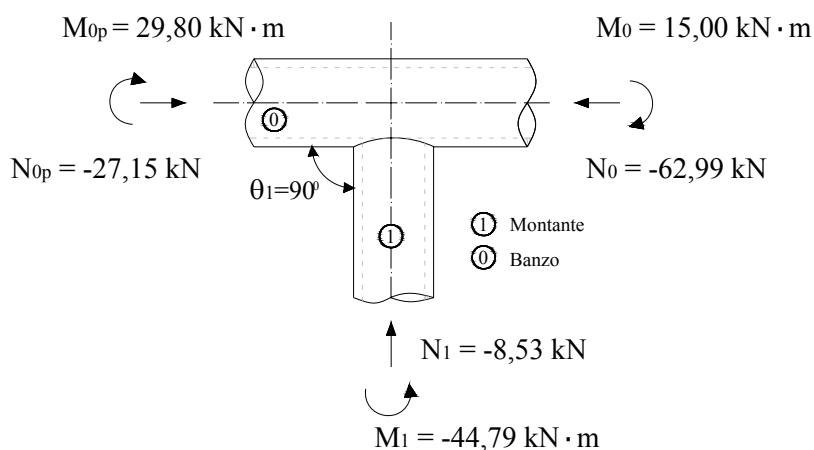


Figura 76 – Esquema da ligação "T" – Exemplo M1 Modelo Real

5.2.1.2 Verificação das ligações

1. Limites de validade:

$$\bullet \quad 0,2 < \frac{d_i}{d_0} \leq 1,0$$

$$\beta = \frac{d_i}{d_0} = \frac{168}{168} = 1,0 \quad 0,2 < 1,0 \leq 1,0 \quad \text{OK!}$$

$$\bullet \quad \frac{d_0}{t_0} \leq 50$$

$$\frac{168}{9,53} \leq 50 \quad 17,63 \leq 50 \quad \text{OK!}$$

$$\bullet \quad \frac{d_i}{t_i} \leq 50$$

$$\frac{168}{6,35} \leq 50 \quad 26,46 \leq 50 \quad \text{OK!}$$

$$\bullet \quad f_{yi} \leq 355 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{y0} \leq 350 \text{ N/mm}^2 \quad 350 \leq 355 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK!}$$

$$f_{y1} \leq 350 \text{ N/mm}^2 \quad 350 \leq 355 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK!}$$

$$\bullet \quad 30^0 \leq \theta_i \leq 90^0$$

$$\theta_1 = 90^0 \quad 30^0 \leq 90^0 \leq 90^0 \quad \text{OK!}$$

$$\bullet \quad \gamma \leq 25$$

$$\gamma = \frac{d_0}{2t_0} = \frac{168}{2 \cdot (9,53)} \quad 8,81 \leq 25 \quad \text{OK!}$$

- Eficiência da ligação:

$$\frac{d_1}{t_1} \leq 28,56 \quad \text{Para: } f_y = 350 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{interpolação})$$

$$\frac{168}{6,35} \leq 28,56 \quad 26,46 \leq 28,56 \quad \text{Não é necessária a redução da eficiência da ligação.}$$

2. Parâmetros da ligação:

$$S_0 = \frac{\pi \cdot (D^4 - d^4)}{32 \cdot D} \quad S_0 = \frac{\pi \cdot (168^4 - 148,94^4)}{32 \cdot 168} \quad S_0 = 177944,06 \text{ mm}^3$$

$$n' = \frac{f_{0p}}{f_{y0}} = \frac{N_{0p}}{A_0 \cdot f_{y0}} + \frac{M_{0p}}{S_0 \cdot f_{y0}}$$

Para:

$$N_{0p} = -27,15 \text{ kN}$$

$$M_{0p} = 29,80 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tem-se:

$$n' = - \left(\frac{27,15}{4744,49 \cdot (0,350)} + \frac{29800,00}{177944,06 \cdot (0,350)} \right) = -0,49$$

Então:

$$f(n') = 1 + 0,3n' - 0,3n'^2 \quad f(n') = 1 + 0,3 \cdot (-0,49) - 0,3 \cdot (-0,49)^2 \quad f(n') = 0,78$$

3. Resistência de cálculo – Forças Axiais:

-Verificação quanto ao colapso por Plastificação da Parede do Banzo:

Da Equação (1) tem-se:

$$N_1^* = \frac{(0,350) \cdot (9,53)^2}{1,0} \cdot (2,8 + 14,2 \cdot (1,0)^2) \cdot (8,81)^{0,2} \cdot (0,78) \quad N_1^* = 649,79 \text{ kN}$$

-Verificação quanto ao colapso por Puncionamento da Parede do Banzo:

Da Equação (2) tem-se:

$$N_1^* = \frac{(0,350) \cdot (9,53) \cdot \pi \cdot (168)}{\sqrt{3}} \cdot (1,0) \quad N_1^* = 1016,39 \text{ kN}$$

4. Resistência de cálculo – Momento Fletor:

-Verificação quanto ao colapso por Plastificação da Parede do Banzo:

Da Equação (15) tem-se:

$$M_1^* = 4,85 \cdot (0,350) \cdot (9,53)^2 \cdot (8,81)^{0,5} \cdot (1,0) \cdot (168) \cdot \frac{0,78}{1,0}$$

$$M_1^* = 59831,49 \text{ kN} \cdot \text{mm} \quad \text{ou} \quad M_1^* = 59,83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

-Verificação quanto ao colapso por Puncionamento da Parede do Banzo:

$$d_1 \leq d_0 - 2 \cdot t_0$$

Equação (16)

Como: $d_1 = d_0 = 168 \text{ mm}$

Não se torna necessário fazer esta verificação.

OBS:

$$M_1 \leq M_1^* \quad 44790,00 = 59831,49 \text{ kN} \cdot \text{mm} \quad \text{OK!}$$

5. Verificação quanto à rigidez rotacional:

$$\beta = 1,0 \quad \text{não é necessária esta verificação.}$$

6. Aproveitamento da ligação:

$$\frac{N_1}{N_1^*} + \left(\frac{M_1}{M_1^*} \right)^2 \leq 1,0 \quad \frac{8,53}{649,79} + \left(\frac{44790,00}{59831,49} \right)^2 \leq 1,0 \quad 0,013 + 0,56 \leq 1,0 \quad 0,57 \leq 1,0$$

7. Verificação da ligação usando o software HSS_connex 1.02

As Figuras 77 a 83 mostram a entrada de dados e os resultados da verificação da ligação "T" gerados pelo programa HSS_connex 1.02.

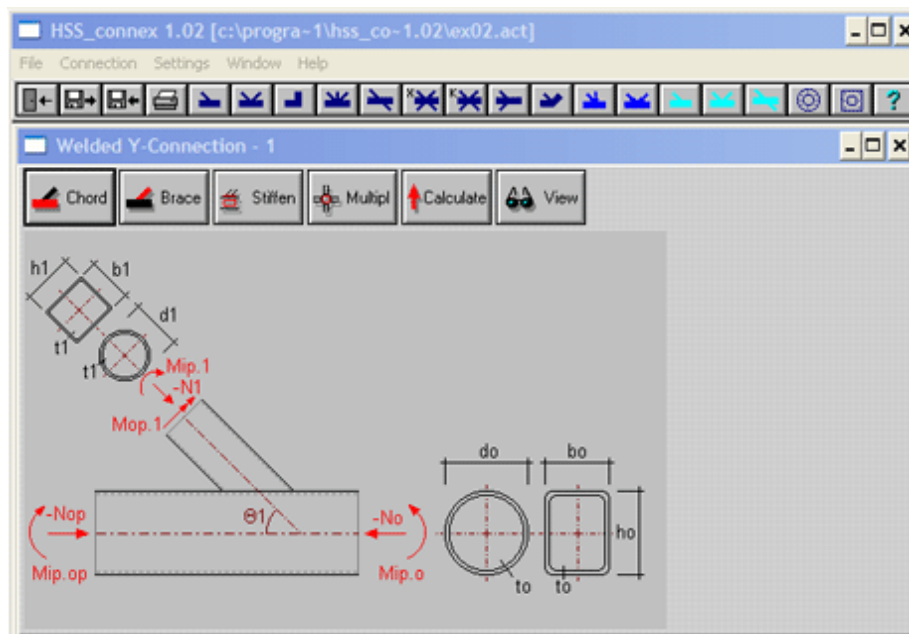


Figura 77 – Programa HSS_connex 1.02 – entrada de dados da ligação "T"
Fonte: HSS_connex 1.02 (1999).

Chord Input

Shape Selection:

- ☒ Circular HSS
- ☐ Rectangular HSS
- ☐ Square HSS

do = 168.00 mm
to = 9.53 mm
bo = 0.00 mm
ho = 0.00 mm

Database:

CSA

HSS 219x13
HSS 219x11
HSS 219x9.5
HSS 219x8.0
HSS 219x6.4
HSS 219x4.8
HSS 168x9.5

Steel Selection:

Fy = 350.0 MPa

Loading:

Axial Forces:

No = -62.99 kN
Nop = -27.15 kN

In-Plane Moments:

Mip.o = 15.0 kNm
Mip.op = 29.8 kNm

Change Orientation

OK Cancel Help

Figura 78 – Programa HSS_connex 1.02 – entrada de dados da ligação "T" - banzo
Fonte: HSS_connex 1.02 (1999).

Brace 1 Input

Shape Selection:

- ☒ Circular HSS
- ☐ Rectangular HSS
- ☐ Square HSS

d1 = 168.00 mm
t1 = 6.35 mm
b1 = 0.00 mm
h1 = 0.00 mm

Database:

CSA

HSS 219x9.5
HSS 219x8.0
HSS 219x6.4
HSS 219x4.8
HSS 168x9.5
HSS 168x8.0
HSS 168x6.4

Steel Selection:

Fy = 350.0 MPa

Loading:

Axial Force:

N1 = -8.53 kN

In-Plane Moment:

M1.ip = -44.79 kNm

Out-of-Plane Moment:

M1.op = 0.00 kNm

Brace Angle:

Theta1 = 90.000 Deg

Change Orientation

OK Cancel Help

Figura 79 – Programa HSS_connex 1.02 – entrada de dados da ligação "T" - montante
Fonte: HSS_connex 1.02 (1999).

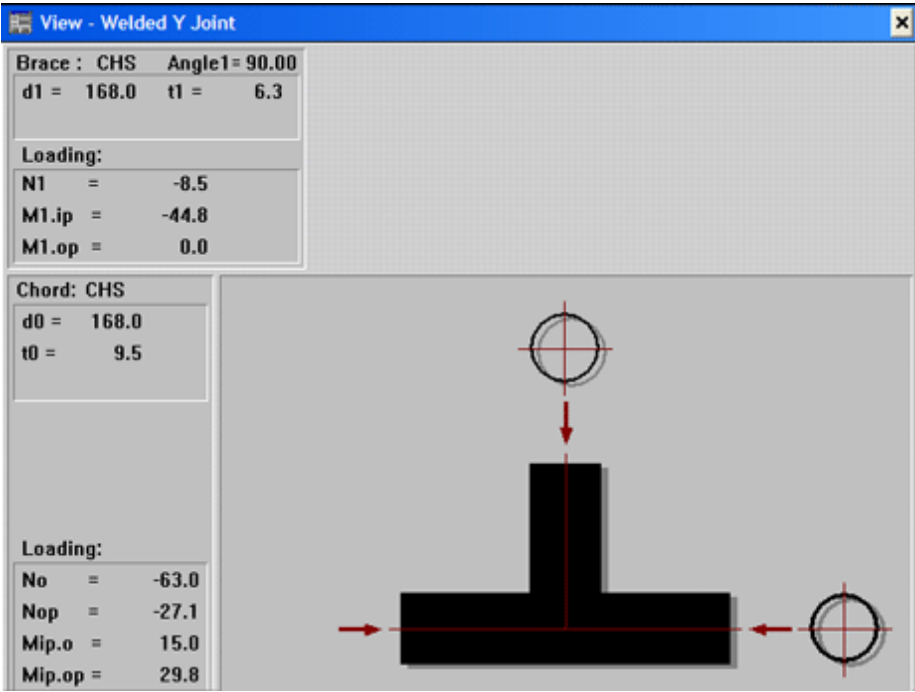


Figura 80 – Visualização da ligação "T" gerada no HSS_connex 1.02
Fonte: HSS_connex 1.02 (1999).

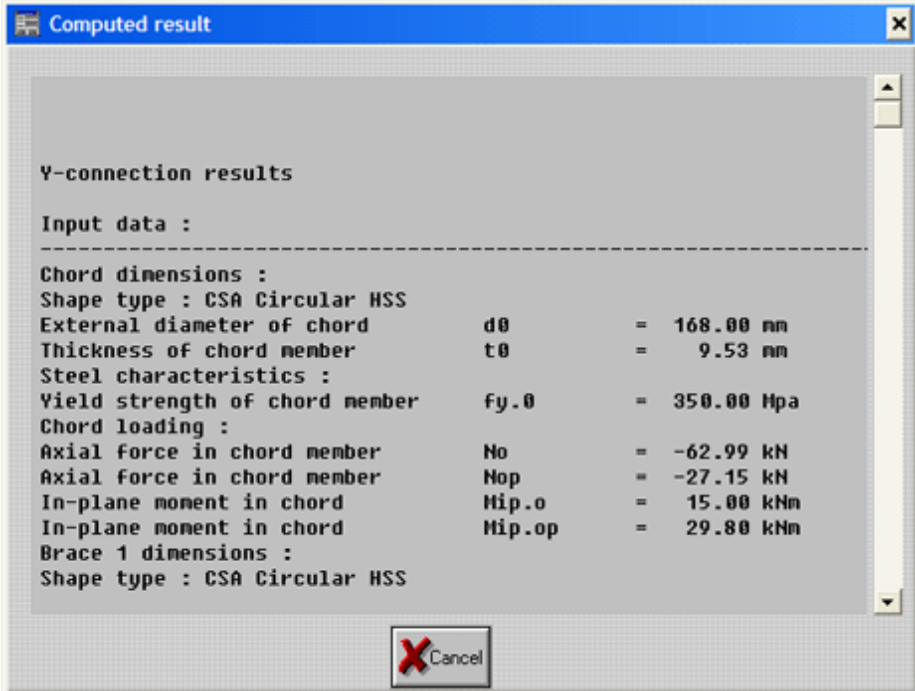


Figura 81 - Visualização dos dados inseridos no HSS_connex 1.02 da ligação "T" - banzo
Fonte: HSS_connex 1.02 (1999).

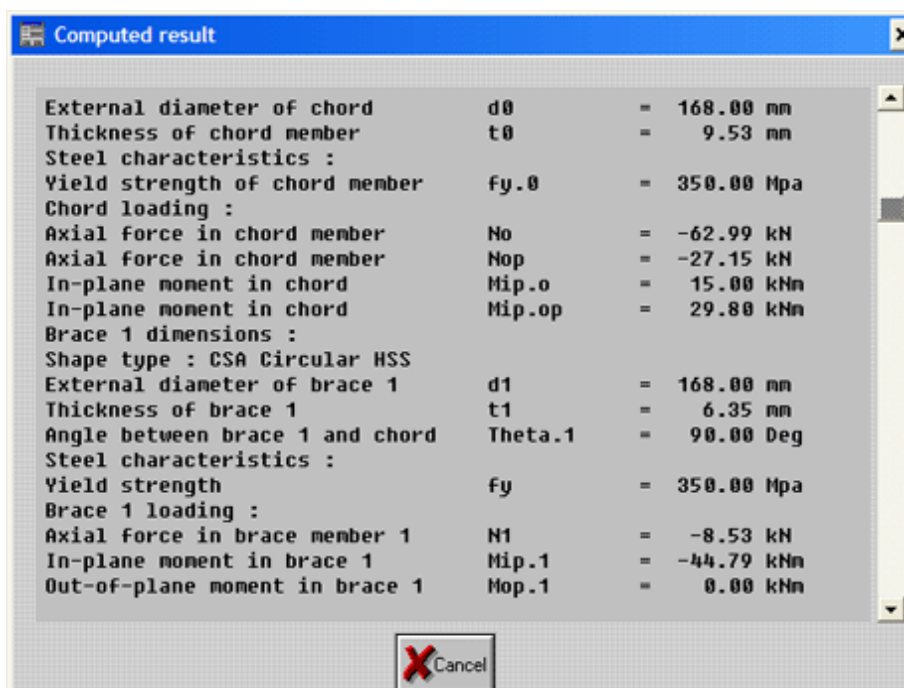


Figura 82 - Visualização dos dados inseridos no HSS_connex 1.02 da ligação "T" – banzo e montante

Fonte: HSS_connex 1.02 (1999).

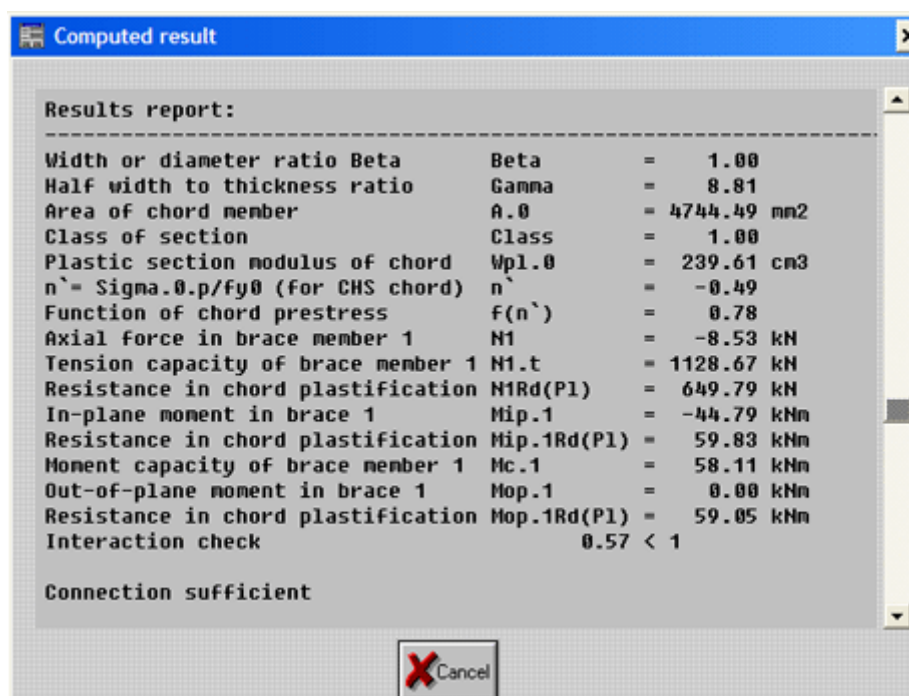


Figura 83 - Visualização dos resultados gerados no HSS_connex 1.02 da ligação "T"

Fonte: HSS_connex 1.02 (1999).

Vale observar que, todos os valores obtidos pelo dimensionamento realizado manualmente são iguais aos valores obtidos pelo *software* HSS_connex 1.02 (1999).

5.2.1.3 Verificação das barras – Estrutura global

- *Maior aproveitamento:*

- Barra 2 (3 » 4) CHS/CSA 168×6.4 Class: 1 ([kN] , [mm])

- Barra 6 (11 » 12) CHS/CSA 168×6.4 Class: 1 ([kN] , [mm])

$$K_x = 1,00 \quad \text{e} \quad K_y = 1,00$$

$$L = 2500,00 \rightarrow L_x = 2500,00 (2500,00) \quad \text{e} \quad L_y = 2500,00 (2500,00)$$

$$\phi = 0,9$$

Força axial de compressão e momento fletor:

$$C_f = -8,53; \quad M_{f,x} = 44812,79; \quad M_{f,y} = 0,00$$

Força axial de compressão e momento fletor – de cálculo:

$$C_r = 1017,45; \quad U_{1,x} = 1,00; \quad U_{1,y} = 1,00; \quad M_{r,x} = 52605,00; \quad M_{r,y} = 52605,00$$

Máximo valor do aproveitamento das seções:

$$\frac{C_f}{C_r} + U_{1,x} \cdot \frac{M_{f,x}}{M_{r,x}} + U_{1,y} \cdot \frac{M_{f,y}}{M_{r,y}} = 0,86$$

5.2.2 Exemplo M1 – Estrutura do Modelo Simplificado

5.2.2.1 Características físicas e geométricas

As características dos perfis usados no Exemplo M1 do Modelo Simplificado estão indicadas na Tabela 10 e os esforços atuantes na ligação estão indicados na Figura 84.

Tabela 10 - Características físicas e geométricas – Exemplo M1 Modelo Simplificado

Seção Transversal	Massa [kg/m]	Área [mm ²]	I [10 ⁶ mm ⁴]	S [10 ³ mm ³]	Z [10 ³ mm ³]	E [MPa]	f _y [MPa]
φ 168 × 9,53	37,3	4744,49	15,0	177,94	239,61	205000	350
φ 168 × 6,35	25,4	3224,77	10,6	125,59	166,02	205000	350

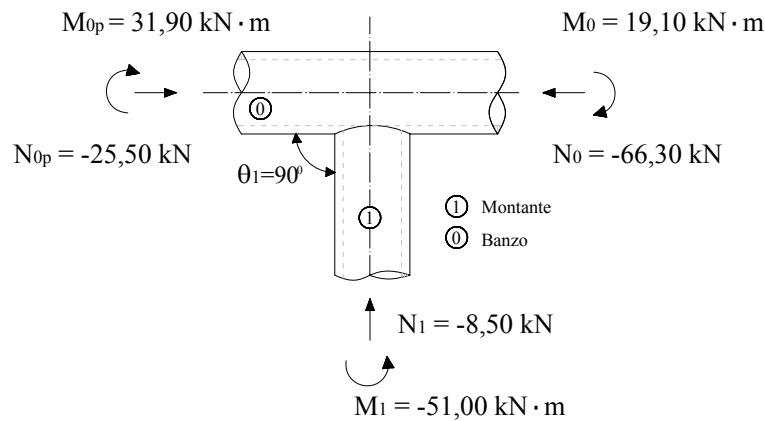


Figura 84 – Esquema da ligação "T" – Exemplo M1 Modelo Simplificado

5.2.2.2 Verificação das ligações

A Tabela 11 mostra os valores obtidos pelo dimensionamento.

Tabela 11 – Valores do dimensionamento das ligações – Exemplo M1 Modelo Simplificado

PARÂMETROS DA LIGAÇÃO		SIGLA	VALORES
RESULTADOS	ÁREA DO BANZO	A_0	4744,49 mm ²
	RELAÇÃO ENTRE DIÂMETROS	β	1,0
	RELAÇÃO ENTRE DIÂMETRO E ESPESSURA	γ	8,81
	FATOR DE PRÉ-TENSÃO	n'	-0,53
	FUNÇÃO DE PRÉ-TENSÃO	$f(n')$	0,76
	RESISTÊNCIA A PLASTIFICAÇÃO DA PAREDE DO BANZO	$N^*_1 [N_{1Rd}(P_1)]$	633,21 kN
	RESISTÊNCIA AO MOMENTO FLETOR A PLASTIFICAÇÃO DA PAREDE DO BANZO	$M^*_1 [M_{1p.1Rd}(P_1)]$	58,30 kN·m
	APROVEITAMENTO DA LIGAÇÃO	$\frac{N_1}{N^*_1} + \left(\frac{M_1}{M^*_1} \right)^2 \leq 1,0$	0,78

5.2.2.3 Verificação das barras – Estrutura global

- *Maior aproveitamento:*

- Barra 3 (5 » 6) CHS/CSA 168×6.4 Class: 1 ([kN] , [mm])

- Barra 4 (6 » 7) CHS/CSA 168×6.4 Class: 1 ([kN] , [mm])

- Barra 11 (25 » 26) CHS/CSA 168×6.4 Class: 1 ([kN] , [mm])

- Barra 12 (26 » 27) CHS/CSA 168×6.4 Class: 1 ([kN] , [mm])

Máximo valor do aproveitamento das seções = 0,98

As barras 3 e 4 que compõem o segundo montante do Modelo Simplificado correspondem à barra 2 do Modelo Real e as barras 11 e 12 correspondem à barra 6 do Modelo Real.

A Tabela 12 lista as diferenças percentuais dos principais valores obtido entre os dimensionamentos das estruturas do Modelo Real e Simplificado.

Tabela 12 - Quadro comparativo: Exemplo M1 – Modelo Real × Modelo Simplificado

PARÂMETROS	MODELO REAL	MODELO SIMPLIFICADO	DIFERENÇA %
n'	-0,49	-0,53	-8,16
$f(n')$	0,78	0,76	2,56
N_1^*	649,79 kN	633,21 kN	2,55
M_1^*	59,83 kN·m	58,30 kN·m	2,56
APROVEITAMENTO das Barras	0,86	0,98	-13,95
APROVEITAMENTO das Ligações	0,57	0,78	-36,84

Para maior efetividade na análise comparativa, outros dois conjuntos de perfis (M2 e M3) foram dimensionados como mostra a Tabela 13 e a Tabela 14.

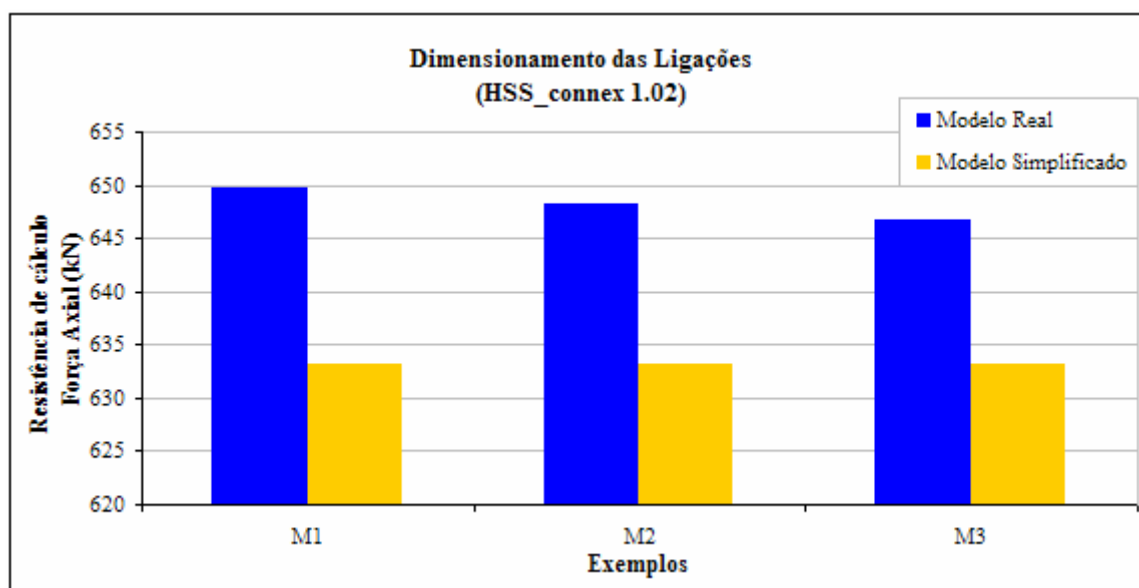
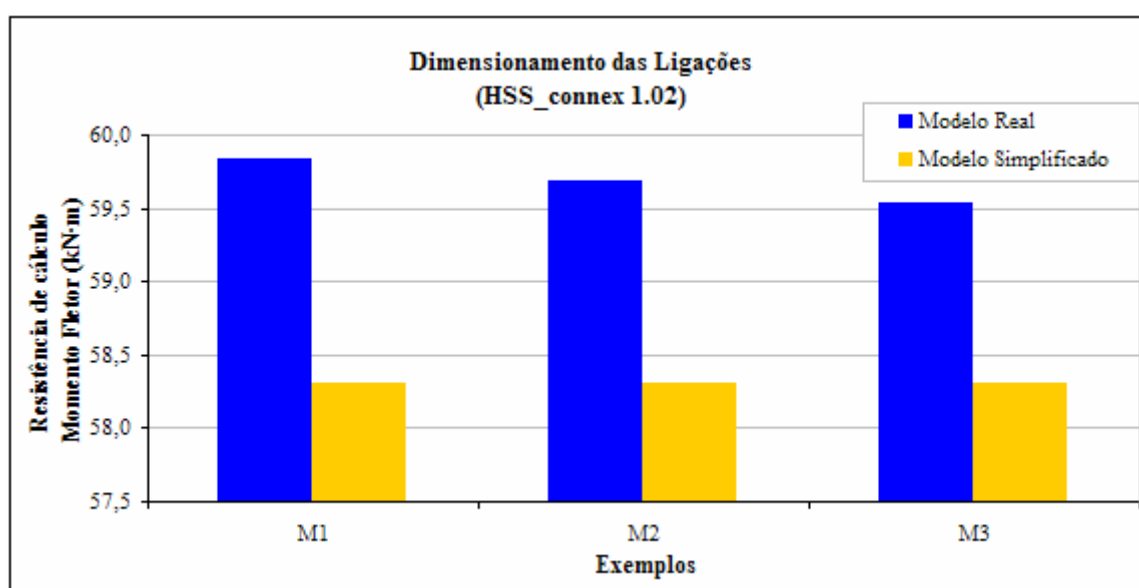
Tabela 13 – N_1^* e M_1^* : Modelo Real × Modelo Simplificado

	BANZO	MONTANTE	N_1^* (kN)		M_1^* (kN·m)	
			REAL	SIMPLIFICADO	REAL	SIMPLIFICADO
M1	φ 168×9,53	φ 168×6,35	649,79	633,21	59,83	58,30
M2	φ 168×9,53	φ 168×7,95	648,24	633,21	59,69	58,30
M3	φ 168×9,53	φ 168×9,53	646,67	633,21	59,54	58,30

Tabela 14 – Aproveitamento das barras e das ligações: Modelo Real × Modelo Simplificado

	BANZO	MONTANTE	Aproveitamento das Barras		Aproveitamento das Ligações	
			REAL	SIMPLIFICADO	REAL	SIMPLIFICADO
M1	φ 168×9,53	φ 168×6,35	0,86	0,98	0,57	0,78
M2	φ 168×9,53	φ 168×7,95	0,71	0,80	0,60	0,78
M3	φ 168×9,53	φ 168×9,53	0,61	0,68	0,61	0,78

Como mostram as Figuras 85 e 86, em todos os exemplos (M1, M2 e M3) os valores das resistências de cálculo das forças axiais e dos momentos fletores são superiores nas estruturas de Modelo Real.

Figura 85 – Gráfico comparativo entre os modelos – N^*_1 Figura 86 – Gráfico comparativo entre os modelos – M^*_1

Os aproveitamentos das barras e das ligações são apresentados nos gráficos das Figuras 87 e 88. Observa-se que, nos três exemplos os aproveitamentos são superiores nos Modelos Simplificados, porém os Modelos Reais expressam os valores exatos dos dimensionamentos.

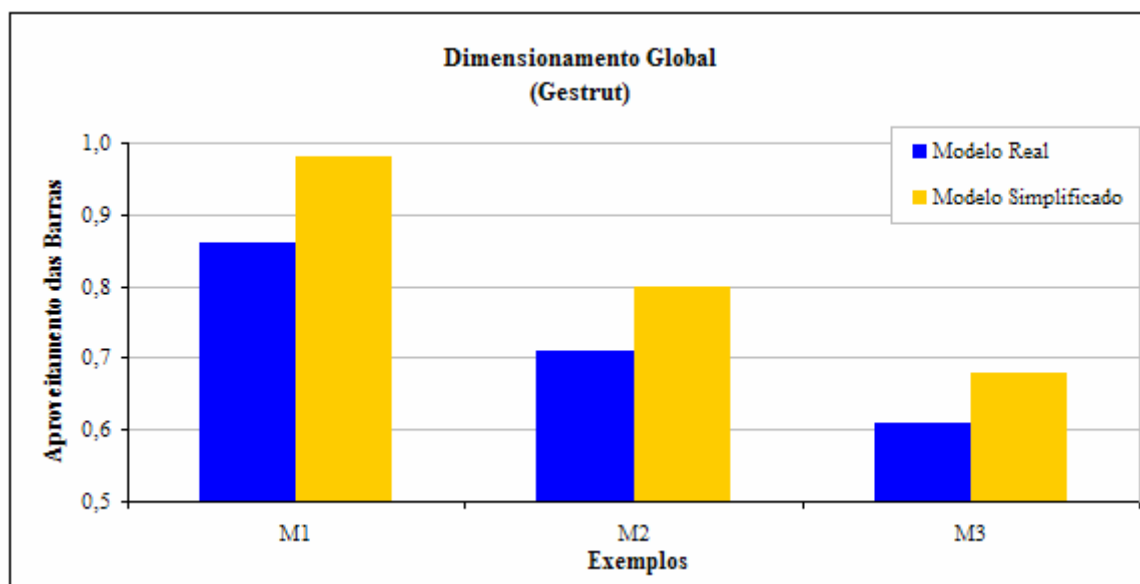


Figura 87 – Aproveitamento das barras

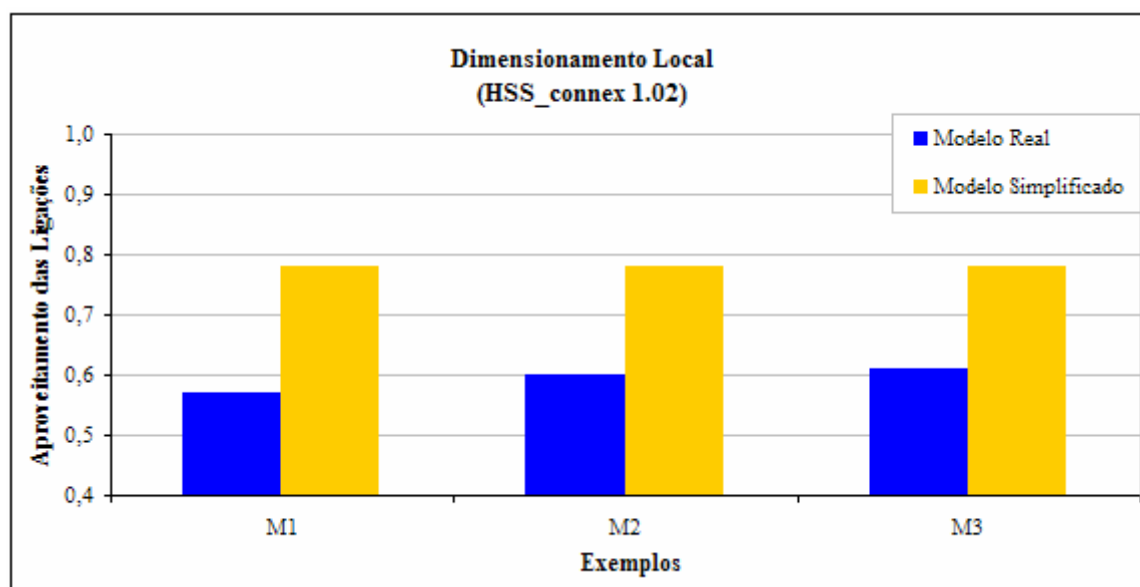


Figura 88 – Aproveitamento das ligações

5.3 NOVOS MODELOS DE DIMENSIONAMENTO

5.3.1 Variação entre a altura dos montantes

Em uma segunda etapa deste capítulo, de posse dos modelos anteriores optou-se pelo conjunto de perfis do Modelo Real (sistema reticulado) mais econômico (M1), como mostra a Tabela 15, para a realização de uma análise mais detalhada do dimensionamento local e global da viga, visando o conhecimento do comportamento da estrutura quando a altura dos montantes é modificada.

Tabela 15 – Tabela de pesos da estrutura

	BANZO	MONTANTE	Altura padrão do montante (mm)	Peso total da estrutura (kg)
M1	168×9,53	168×6,35	2500	1787,30
M2	168×9,53	168×7,95	2500	1892,30
M3	168×9,53	168×9,53	2500	1995,55

As Tabelas 16 a 18 mostram os resultados obtidos pelos dimensionamentos com suas respectivas alturas.

Tabela 16 – Resultado dos novos dimensionamentos: $300 \leq h \leq 1500$

PARÂMETROS	UNID.	h300	h500	h700	h900	h1100	h1300	h1500
BANZO	L	mm	18000	18000	18000	18000	18000	18000
	f_{y0}	MPa	350	350	350	350	350	350
	d₀	mm	168,00	168,00	168,00	168,00	168,00	168,00
	t₀	mm	9,53	9,53	9,53	9,53	9,53	9,53
	N₀	kN	-481,52	-312,13	-227,33	-177,83	-145,65	-123,12
	M₀	kN·m	8,48	14,29	15,82	16,28	16,37	16,29
	N_{0p}	kN	-188,51	-123,78	-91,19	-72,09	-59,62	-50,85
	M_{0p}	kN·m	35,47	32,79	31,82	31,29	30,94	30,68
MONTANTE	h	mm	300	500	700	900	1100	1300
	θ₁	°	90	90	90	90	90	90
	f_{y1}	MPa	350	350	350	350	350	350
	d₁	mm	168,00	168,00	168,00	168,00	168,00	168,00
	t₁	mm	6,35	6,35	6,35	6,35	6,35	6,35
	N₁	kN	-8,51	-8,51	-8,51	-8,51	-8,52	-8,52
	M₁	kN·m	-43,95	-47,08	-47,64	-47,58	-47,31	-46,97
	M_{1p}	kN·m	50,35	54,69	56,47	57,42	58,09	58,49
RESULTADOS	h/L	Adimens.	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07
	β	Adimens.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	γ	Adimens.	8,81	8,81	8,81	8,81	8,81	8,81
	t₁/t₀	Adimens.	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67
	n'	Adimens.	-0,68	-0,60	-0,57	-0,55	-0,53	-0,52
	f(n')	Adimens.	0,65	0,71	0,73	0,75	0,76	0,77
	N₁[*]	kN	546,81	593,94	613,31	623,64	630,89	635,26
	M₁[*]	kN·m	50,35	54,69	56,47	57,42	58,09	58,49
	Aprov.B	Adimens.	0,84	0,90	0,91	0,91	0,91	0,90
	Aprov.L	Adimens.	0,78	0,76	0,73	0,70	0,68	0,66

Tabela 17 – Resultado dos novos dimensionamentos: $1700 \leq h \leq 2900$

PARÂMETROS	UNID.	h1700	h1900	h2100	h2300	h2500	h2700	h2900
BANZO	L	mm	18000	18000	18000	18000	18000	18000
	f_{y0}	MPa	350	350	350	350	350	350
	d₀	mm	168,00	168,00	168,00	168,00	168,00	168,00
	t₀	mm	9,53	9,53	9,53	9,53	9,53	9,53
	N₀	kN	-93,74	-83,64	-75,45	-68,68	-62,99	-53,97
	M₀	kN·m	15,94	15,72	15,49	15,26	15,02	14,53
	N_{0p}	kN	-39,34	-35,36	-32,12	-29,43	-27,15	-23,53
	M_{0p}	kN·m	30,29	30,13	30,00	29,88	29,78	29,60
MONTANTE	h	mm	1700	1900	2100	2300	2500	2700
	θ₁	°	90	90	90	90	90	90
	f_{y1}	MPa	350	350	350	350	350	350
	d₁	mm	168,00	168,00	168,00	168,00	168,00	168,00
	t₁	mm	6,35	6,35	6,35	6,35	6,35	6,35
	N₁	kN	-8,52	-8,52	-8,52	-8,53	-8,53	-8,53
	M₁	kN·m	-46,23	-45,86	-45,49	-45,14	-44,79	-44,46
	M₁	kN·m	-46,23	-45,86	-45,49	-45,14	-44,79	-44,46
RESULTADOS	h/L	Adimens.	0,09	0,11	0,12	0,13	0,14	0,16
	β	Adimens.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	γ	Adimens.	8,81	8,81	8,81	8,81	8,81	8,81
	t₁/t₀	Adimens.	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67
	n'	Adimens.	-0,51	-0,50	-0,50	-0,50	-0,49	-0,49
	f(n')	Adimens.	0,77	0,77	0,77	0,78	0,78	0,78
	N₁[*]	kN	642,07	644,90	646,69	648,30	649,79	651,17
	M₁[*]	kN·m	59,12	59,38	59,55	59,69	59,83	59,96
	M₁[*]	kN·m	59,12	59,38	59,55	59,69	59,83	59,96
	Aprov.B	Adimens.	0,89	0,88	0,87	0,87	0,86	0,85
	Aprov.L	Adimens.	0,62	0,61	0,60	0,58	0,57	0,55
	Aprov.L	Adimens.	0,62	0,61	0,60	0,58	0,57	0,55

Tabela 18 – Resultado dos novos dimensionamentos: $3000 \leq h \leq 5000$

PARÂMETROS	UNID.	h3000	h3100	h3300	h3500	h3700	h4000	h5000
BANZO	L	mm	18000	18000	18000	18000	18000	18000
	f_{y0}	MPa	350	350	350	350	350	350
	d₀	mm	168,00	168,00	168,00	168,00	168,00	168,00
	t₀	mm	9,53	9,53	9,53	9,53	9,53	9,53
	N₀	kN	-52,09	-50,33	-47,13	-44,30	-41,78	-38,47
	M₀	kN·m	14,41	14,29	14,05	13,81	13,58	13,23
	N_{0p}	kN	-22,77	-22,05	-20,75	-19,60	-18,57	-17,20
	M_{0p}	kN·m	29,56	29,53	29,47	29,41	29,36	29,29
MONTANTE	h	mm	3000	3100	3300	3500	3700	4000
	θ₁	°	90	90	90	90	90	90
	f_{y1}	MPa	350	350	350	350	350	350
	d₁	mm	168,00	168,00	168,00	168,00	168,00	168,00
	t₁	mm	6,35	6,35	6,35	6,35	6,35	6,35
	N₁	kN	-8,53	-8,53	-8,53	-8,54	-8,54	-8,54
	M₁	kN·m	-43,98	-43,82	-43,52	-43,22	-42,94	-42,52
	M₁	kN·m	-43,98	-43,82	-43,52	-43,22	-42,94	-42,52
RESULTADOS	h/L	Adimens.	0,17	0,17	0,18	0,19	0,21	0,22
	β	Adimens.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	γ	Adimens.	8,81	8,81	8,81	8,81	8,81	8,81
	t₁/t₀	Adimens.	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67
	n'	Adimens.	-0,49	-0,49	-0,49	-0,48	-0,48	-0,48
	f(n')	Adimens.	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,79
	N₁[*]	kN	652,69	653,70	654,09	655,23	655,53	656,73
	M₁[*]	kN·m	60,10	60,19	60,23	60,33	60,36	60,47
	M₁[*]	kN·m	60,10	60,19	60,23	60,33	60,36	60,47
	Aprov.B	Adimens.	0,84	0,84	0,84	0,83	0,83	0,82
	Aprov.L	Adimens.	0,55	0,54	0,53	0,53	0,52	0,51
	Aprov.L	Adimens.	0,55	0,54	0,53	0,53	0,52	0,51

De acordo com o gráfico da Figura 89, quanto maior a altura dos montantes maior será a resistência de cálculo da força axial na ligação. O mesmo também pode ser observado no gráfico da Figura 90 para as resistências de cálculo dos momentos fletores.

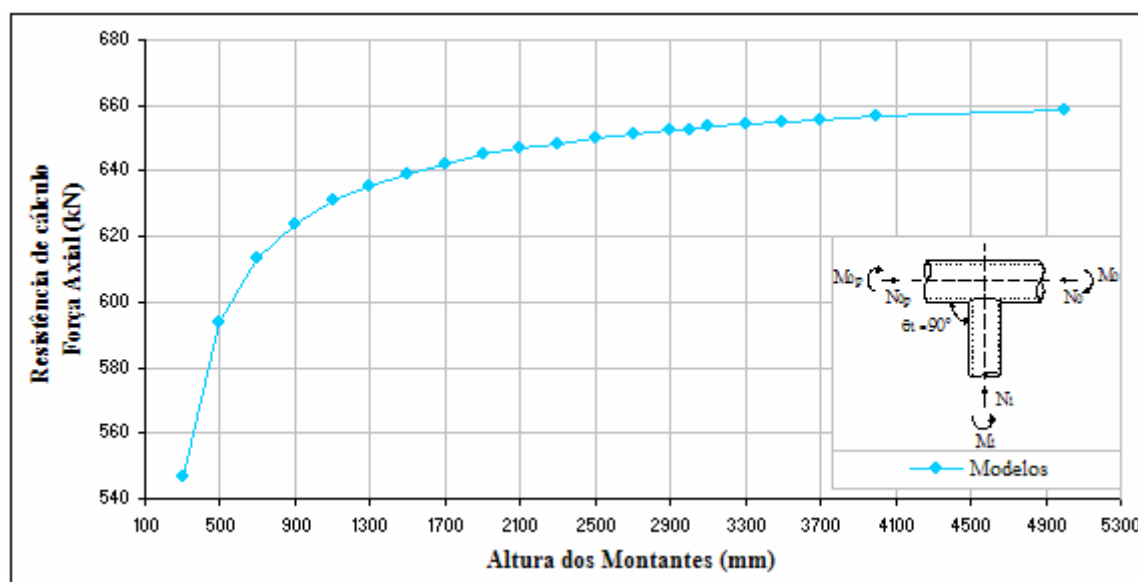


Figura 89 – Gráfico das resistências de cálculo das forças axiais entre os modelos – N^*_1

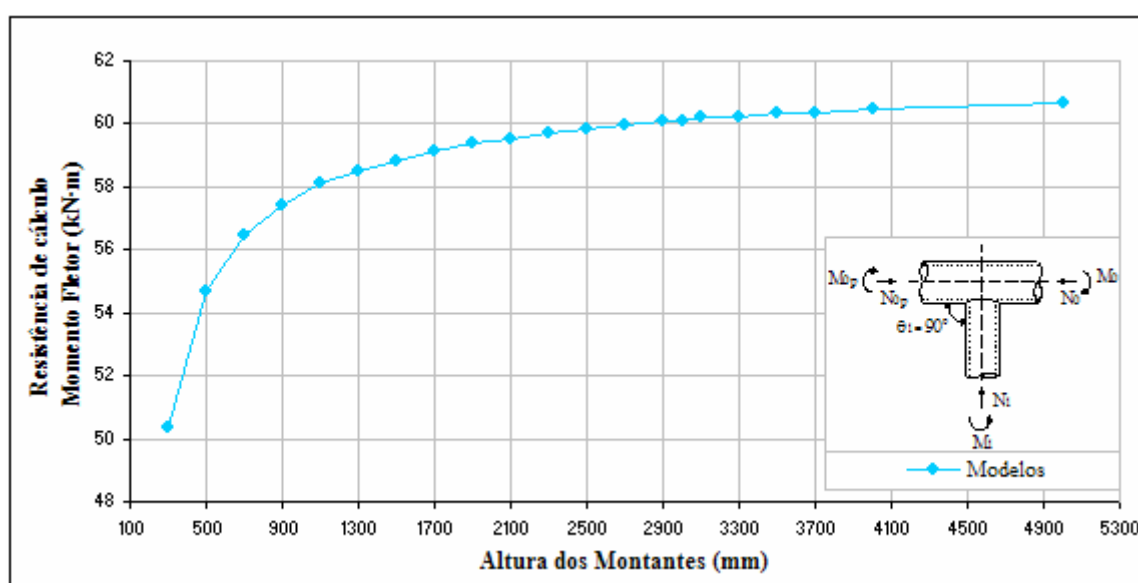


Figura 90 – Gráfico das resistências de cálculo dos momentos fletores entre os modelos – M^*_1

O gráfico da Figura 91 mostra a curva gerada pelos aproveitamentos máximos obtidos a partir das verificações locais e globais das estruturas.

Observa-se que, em todas as verificações os valores dos aproveitamentos das barras são sempre maiores que os valores dos aproveitamentos das ligações.

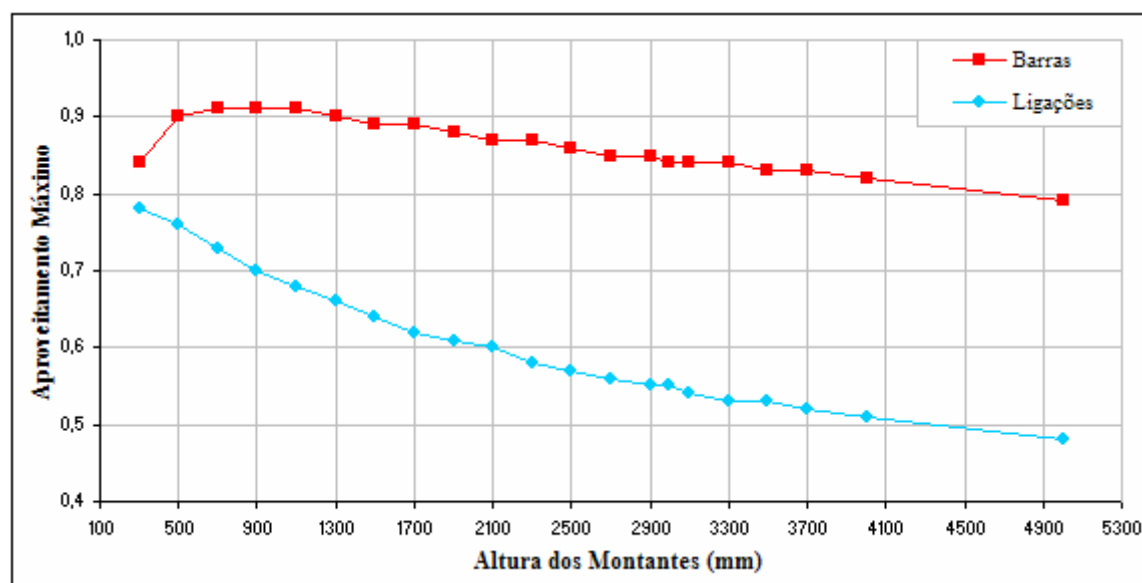


Figura 91 – Aproveitamento máximo das barras × Aproveitamento máximo das ligações

No dimensionamento local (verificação das ligações), os máximos aproveitamentos foram verificados nos nós 3 e 11 do Modelo Real e 5 e 25 do Modelo Simplificado. Os aproveitamentos máximos diminuem com o aumento da altura dos montantes.

No dimensionamento global (verificação das barras), os aproveitamentos máximos foram verificados nas barras 2 e 6 do Modelo Real e 3, 4, 11 e 12 do Modelo Simplificado. Os máximos aproveitamentos verificados nos dimensionamentos das barras aumentam no intervalo da altura de $300 \text{ mm} \leq h \leq 700 \text{ mm}$, mantendo-se estável até a altura de 1100 mm posteriormente diminuindo com o aumento dos montantes.

CAPÍTULO 6

ANÁLISE NUMÉRICA

6.1 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)

6.1.1 Breve histórico

Diversos problemas de engenharia podem ser modelados matematicamente por meio de equações diferenciais. A busca da solução para equações diferenciais por métodos analíticos é, em alguns casos, extremamente trabalhosa e em boa parte dos casos algo inviável, sendo utilizados métodos numéricos para aproximação da solução.

O MEF é um método numérico aproximado de cálculo de sistemas contínuos desenvolvido na década de 40, sendo inicialmente empregado na engenharia civil e basicamente associado a aplicações estruturais, haja vista que uma grande parte dos fenômenos físicos de engenharia pode ser descrita por equações diferenciais. A maior vantagem deste método é a capacidade de representar detalhes geométricos e materiais da estrutura, assim como a aplicação de múltiplos conceitos de projeto.

Este método despertou um grande interesse de estudo entre os matemáticos e, em 1943, o matemático polonês Courant foi o primeiro a apresentar uma solução polinomial em problemas de torção. Em 1950, a indústria aeronáutica iniciou o uso do método para avaliar o comportamento das asas dos aviões.

Entre as décadas de 60 e 70, vários programas computacionais implementaram a técnica dos elementos finitos, surgindo então, os primeiros *softwares* (ANSYS, NASTRAN, ASKS, etc). No entanto, o baixo desempenho e o alto custo dos computadores inibiram a disseminação do método, restringindo-o a problemas mais simples. A partir da década de 80, com a diminuição dos custos, aliado ao aumento das capacidades das máquinas tornou-se viável a utilização e aplicação do método.

O uso do Método dos Elementos Finitos nas empresas, revela-se como um grande diferencial, produzindo produtos de elevado desempenho, reduzindo os prazos e enxugando os custos, desenvolvendo assim o poder competitivo. Com esta ferramenta é possível simular protótipos de forma computacional, sem gerar custos de material, montagens e execução necessários nas investigações em laboratórios. Uma grande aplicação do método é no projeto de barragens, onde é possível avaliar dimensões e posições dos elementos deste complexo sistema estrutural.

6.1.2 Idéia básica do método

O MEF tem como conceito básico dividir um problema complexo representado pelo seu domínio (Ω) em um número finito de partes (elementos) de dimensão finita (não infinitesimal) que atendam às exigências do problema e garantam a continuidade nos pontos de interligação (nós). O problema é representado por um modelo discretizado que terá um número de incógnitas proporcional ao número de divisões adotado na solução.

Em uma análise estática, cada elemento finito representa parte da rigidez do corpo. Por intermédio de uma formulação adequada, é possível determinar uma matriz de rigidez do elemento $[K_e]$ que depende da função de interpolação, da geometria do elemento e das propriedades locais do material.

Supondo que uma estrutura contínua seja discretizada em n elementos finitos (malha), a matriz de rigidez da estrutura $[K]$ é obtida pela superposição das matrizes de rigidez de cada elemento finito, cujo posicionamento é função da numeração dos nós de conectividade. O vetor de carregamento externo $\{F\}$ é gerado em função das ações atuantes sobre os nós. O problema é resolvido pela montagem de um sistema de equações do tipo:

$$[K] \cdot \{u\} = \{F\} \quad (34)$$

Onde:

$[K] \rightarrow$ matriz de rigidez (quadrada), possui ordem igual ao número de graus de liberdade (incógnitas).

$\{u\} \rightarrow$ vetor dos deslocamentos (incógnitas).

$\{F\} \rightarrow$ vetor de forças sobre os nós.

O Método dos Elementos Finitos pode ser aplicado numa grande faixa de problemas de engenharia. No campo da engenharia civil este método é bastante utilizado na análise estática (problemas de equilíbrio) e dinâmica (problemas de autovalor) de estruturas, propagação de ondas de tensão e respostas de estruturas a forças aperiódicas.

6.2 MODELAGEM NUMÉRICA

6.2.1 Generalidades

A complexidade da análise multiaxial, nos campos das tensões e das deformações, conduz à utilização de modelos matemáticos (analíticos) bastante complexos. Atualmente, com a evolução dos micro-computadores e dos códigos de cálculo para análise estrutural, a análise multiaxial (plana ou tridimensional) para as estruturas, de um modo geral, deixa de ser um problema. Por esta razão, optou-se por estudar o comportamento das ligações "T" constituintes da viga Vierendeel por meio de simulações numéricas.

Dentro deste âmbito, destaca-se o uso do Método dos Elementos Finitos (MEF), que é bastante adequado para este tipo de simulação, pois incorpora com facilidade diversos aspectos presentes no comportamento das estruturas e possibilita um maior entendimento de fenômenos a ele ligados, obtendo-se como consequência uma utilização mais racional.

Dessa forma, foram elaborados modelos de vigas de aço do tipo Vierendeel com vistas a simular satisfatoriamente o seu comportamento. Esta simulação numérica é realizada por meio da utilização do *software* comercial ANSYS® versão 10.0, elaborado com base no

Método dos Elementos Finitos, o qual disponibiliza ao pesquisador os recursos necessários para a modelagem em questão.

A seguir são apresentadas as etapas de desenvolvimento dos modelos numéricos analisados, com a apresentação de comentários e observações quanto às particularidades e considerações adotadas na realização das análises.

6.2.2 Definição dos modelos

Para melhor representação do comportamento estrutural, os modelos numéricos foram definidos a partir dos exemplos de dimensionamentos presentes no CAPÍTULO 5. Em todas as simulações numéricas foram adotadas as seções transversais do exemplo M1 do Modelo Real modificando-se apenas a altura dos montantes, como mostram as Tabelas 19 e 20.

Tabela 19 – Características geométricas dos modelos: $300 \leq h \leq 2300$

[illegible]Tabela 20 – Características geométricas dos modelos: $2500 \leq h \leq 5000$ [illegible]

Os modelos gerados são tridimensionais e possuem as mesmas considerações no que diz respeito às características da análise. As espessuras dos banzos e dos montantes são informadas ao *software* ANSYS® através das constantes reais.

Na modelagem da viga em estudo foram utilizadas duas espessuras para os tubos:

- "eb" (espessura do tubo do banzo e da chapa enrijecedora);
- "em" (espessura do tubo do montante).

6.2.3 Escolha do elemento finito utilizado

O tipo de elemento finito adotado na preparação dos modelos foi determinado a partir da necessidade de determinadas características geométricas e das considerações feitas na representação da ligação, atendendo à necessidade de boa precisão dos resultados e otimização do esforço computacional nas análises numéricas.

Deste modo, para a representação dos modelos da viga Vierendeel, foi utilizado o elemento designado no ANSYS® por SHELL63, pois este é um elemento de casca que pode ser trabalhado tanto como uma membrana ou placa, possibilitando a aplicação de carregamento paralelo e perpendicular ao plano do elemento. Outra característica importante está na sua capacidade de transmissão de momento fletor e de carregamentos normais ao longo de sua extensão.

O SHELL63 é um elemento que possibilita a análise elástica da estrutura, sendo definido por quatro nós que apresentam seis graus de liberdade por nó, que são:

- Translações nas direções X - Y - Z;
- Rotações em torno de X - Y - Z.

A Figura 92 mostra o sistema de coordenadas, a geometria e a posição que cada nó assume no elemento.

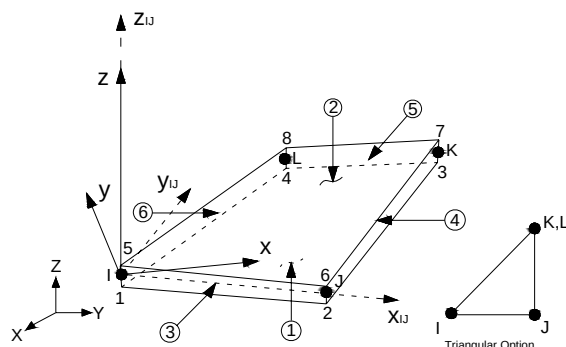


Figura 92 – Geometria do elemento SHELL63
 Fonte: ANSYS® Help System Release 10.0 (2005).

6.2.4 Características do material

O material também é um importante fator que deve ser considerado para a modelagem da estrutura. O material foi considerado isotrópico, cujos valores de módulos de deformações longitudinal e transversal e o coeficiente de Poisson são mostrados na Tabela 21.

Tabela 21 - Propriedades do material

Módulo de Elasticidade (Young)	(E)	205000	MPa
Módulo de Elasticidade Transversal	(G)	78850	MPa
Coeficiente de Poisson	(ν)	0,3	-

Os parâmetros que influenciam o comportamento de uma ligação são o módulo de elasticidade do material (E), o coeficiente de Poisson (ν), o limite de escoamento (f_y), a espessura (t), o diâmetro (d) e a altura total da estrutura (h). Para a análise parametrizada os parâmetros envolvidos foram utilizados eliminando-se aqueles considerados constantes.

Por se adotar o mesmo material para todos os elementos que constituem a estrutura, os parâmetros considerados constantes são os módulos de elasticidade, o coeficiente de Poisson e a tensão limite de escoamento do aço.

6.2.5 Geração dos modelos numéricos

• Modelagem da Viga Vierendeel

Para a elaboração da viga Vierendeel alguns modelos foram gerados e considerações foram realizadas a fim de que, os resultados numéricos das discretizações da viga refletissem da melhor maneira possível o seu comportamento estrutural.

Como ilustra a Figura 93, a viga em questão apresenta simetria em relação ao vão. Assim, para a modelagem foi utilizada apenas metade da estrutura, introduzindo-se vinculações nos pontos de simetria de forma a garantir as mesmas condições reais da estrutura completa. Esta solução contribui para a geração de uma estrutura reduzida, na qual possibilita uma maior rapidez no processamento dos dados gerados no programa ANSYS®. Também foi considerada a simetria transversal, tomando-se apenas um dos lados da seção transversal.

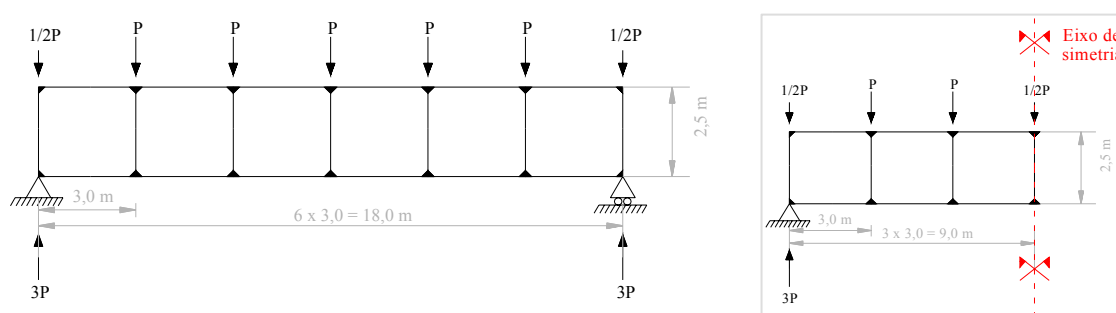


Figura 93 – Esquema real da estrutura

A viga Vierendeel é constituída por ligações do tipo "T" e "L" (Figura 94), estes dois tipos de ligações foram elaborados de formas independentes, sendo posteriormente unidos formando a viga como um todo. A ligação "L" foi criada a partir da ligação "T".

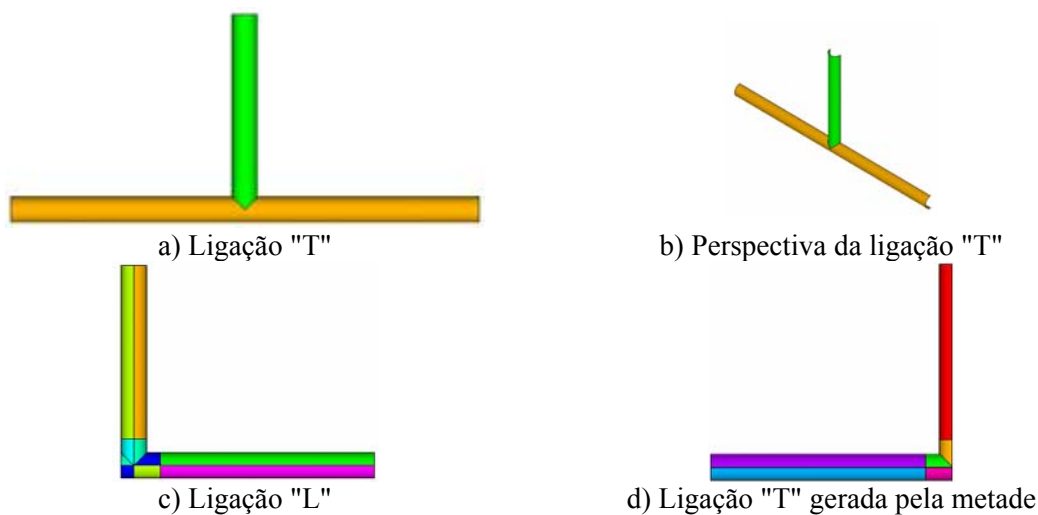


Figura 94 – Modelagem das ligações que constituem a viga Vierendeel

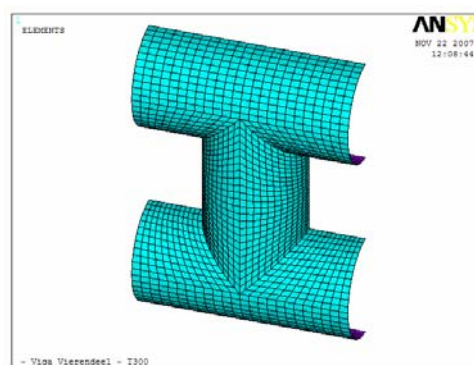
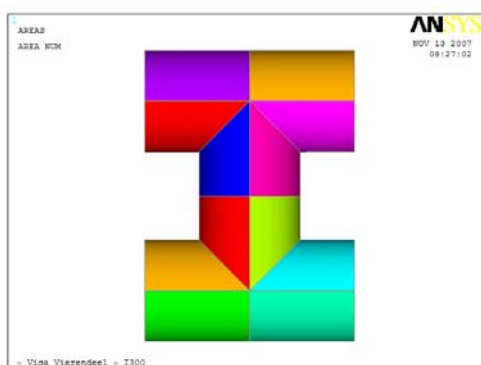
Torna-se importante destacar, que o elemento SHELL por ser um elemento de casca, é caracterizado geometricamente pelo seu eixo médio em relação à espessura. Portanto, no processo de modelagem das ligações, em função das diferentes espessuras dos banzos e dos montantes, foi necessário o reposicionamento dos tubos para que ocorresse o perfeito

encontro das arestas (raios médios) das barras. Na modelagem das ligações as imperfeições geométricas ocasionadas no processo de fabricação, não foram consideradas.

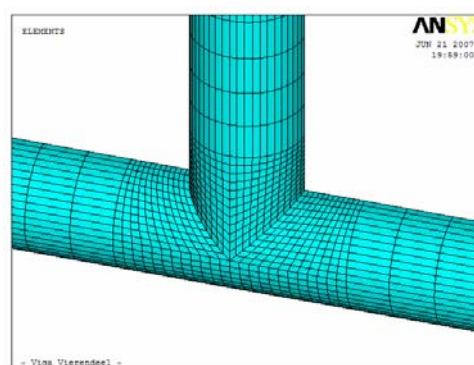
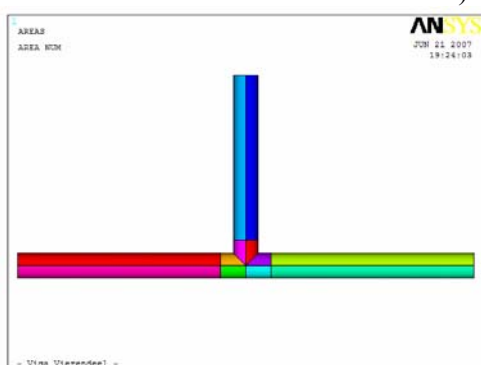
- **Definição da malha**

A definição da malha de elementos finitos é parte essencial da análise, visto que a geometria é moldada com elementos finitos previamente escolhidos. Nas áreas de maior concentração de esforços utilizou-se o recurso de divisão das áreas para o refinamento das malhas. A área total de cada ligação foi subdividida em áreas auxiliares (sub áreas) para que malhas de diferentes configurações fossem criadas. As malhas foram elaboradas por meio das divisões das linhas que compõem cada ligação.

No modelo T300 as divisões das áreas auxiliares se deram de forma distinta devido à pequena altura dos montantes, conforme indica a Figura 95.



a) Modelo T300



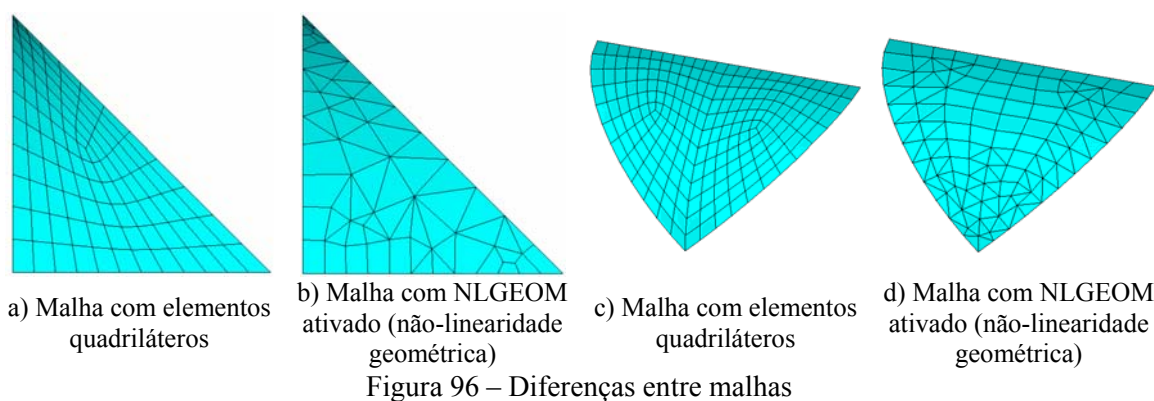
b) Restante dos Modelos

Figura 95 - Geração das malhas nas ligações "T"

A malha pode ser gerada com elementos quadriláteros ou triangulares, de forma mapeada ou livre. Os tipos de elementos empregados foram preferencialmente os elementos

quadrangulares. Contudo, devido à análise da não-linearidade geométrica, esses elementos quando localizados em certos pontos do tubo podem apresentar relação de aspecto, desvio paralelo e ângulo de canto máximo não permitido para esta análise. Nesses casos, optou-se pela geração livre da malha obtendo-se como consequência elementos triangulares, como mostra a Figura 96.

Este procedimento no programa computacional ANSYS® exige que antes da geração da malha seja dada a instrução "NLGEOM, ON" para que a malha seja gerada apropriadamente.



Após a definição da geometria do modelo e da geração da malha na elaboração das ligações, as mesmas são unidas de modo a garantir a modelagem da estrutura completa (Figura 97).

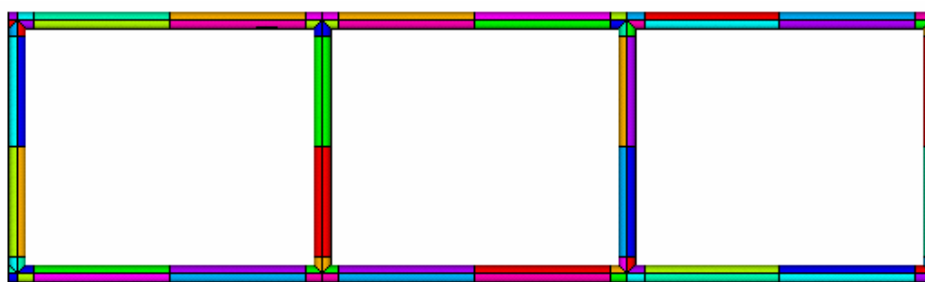


Figura 97 - União das ligações

- **Placa enrijecedora**

Como mostra a Figura 98 e a Figura 99, a placa enrijecedora foi inserida na extremidade inferior e esquerda da viga no eixo central do tubo no encontro do banzo com o montante, com a finalidade da aplicação da condição de contorno.

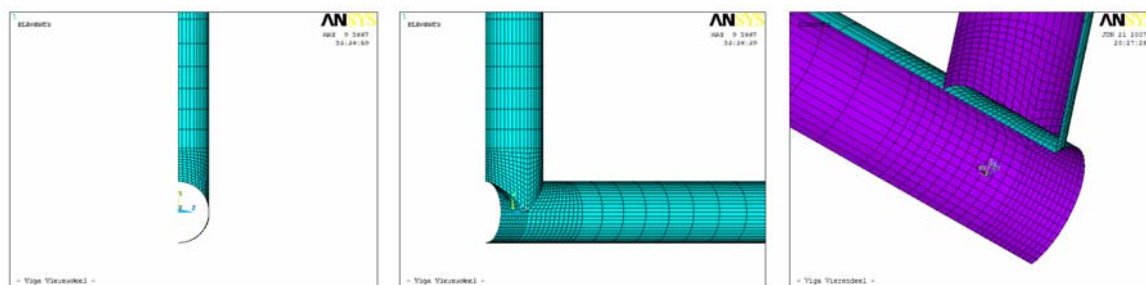


Figura 98 – Banzo inferior sem a placa enrijecedora

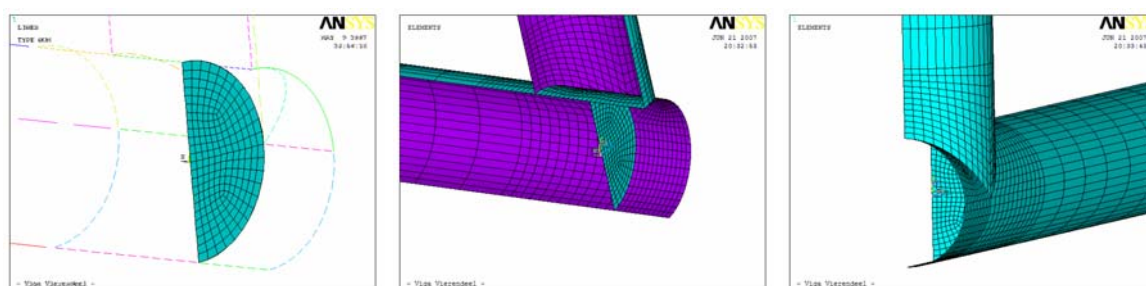


Figura 99 – Detalhes da criação da placa enrijecedora

A malha da chapa enrijecedora foi gerada com elementos quadriláteros de forma mapeada por meio do processo de divisão das linhas que compõem a placa. Após os passos anteriormente mencionados, torna-se importante unir todos os nós que constituem os elementos.

- **Condições de contorno do modelo**

Como os perfis tubulares foram longitudinalmente modelados pela metade, todos os nós na face interna dos tubos foram restringidos, garantindo então, a suposta condição dos tubos terem sido modelados de forma completa. Estas restrições foram impostas na direção Y (Figura 100).

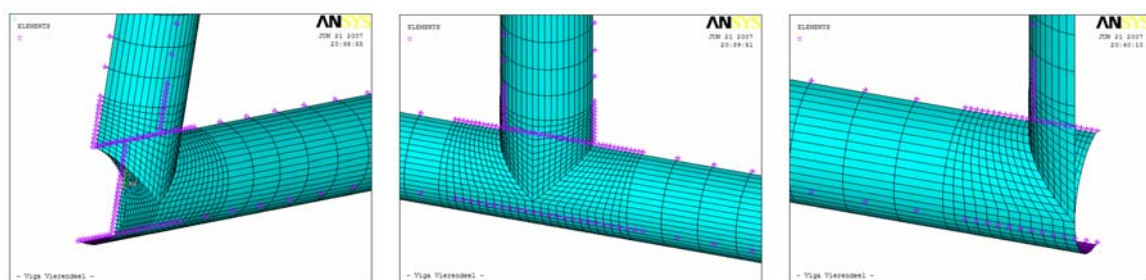


Figura 100 - Estrutura com as condições de contorno na face interna dos tubos

Para a aplicação do apoio de 2º gênero (articulação ou rótula), localizado no canto inferior e esquerdo da viga, os deslocamentos foram impedidos na direção X e Y permanecendo livre apenas a rotação (Figura 101).

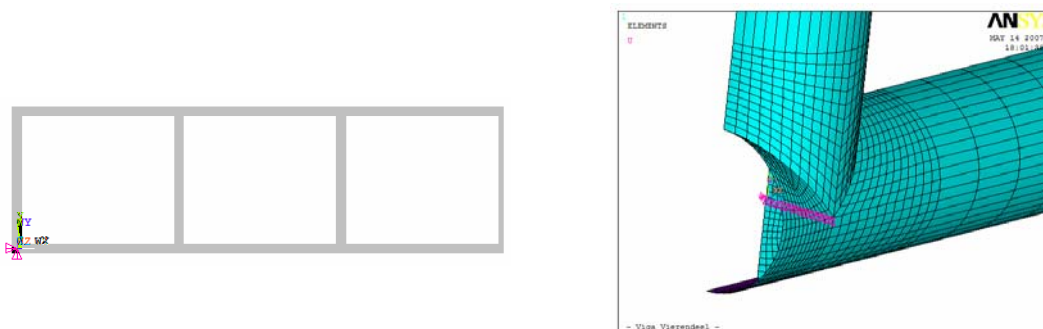


Figura 101 - Apoio de 2º gênero

Devido à viga ter sido gerada até seu eixo de simetria, todos os nós na extremidade direita foram impedidos na direção X. Esta condição de contorno também está em conformidade com o apoio de 1º gênero que estaria localizado no final da estrutura caso esta estivesse sido modelada na sua totalidade (Figura 102).

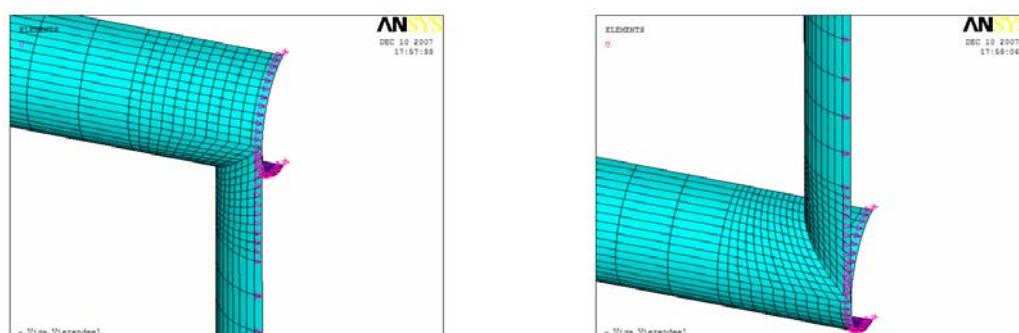


Figura 102 - Condições de contorno devido à simetria da estrutura

• Aplicação dos carregamentos

Depois de estabelecidas as condições de contorno, iniciam-se as aplicações dos carregamentos atuantes na estrutura, como definidos na Tabela 22.

Tabela 22 - Locais e valores das forças aplicadas na estrutura

LOCAL DE APLICAÇÃO DA FORÇA	VALOR [kN]
1º Montante	-4,25
2º Montante	-8,50
3º Montante	-8,50
4º Montante	-4,25

6.3 PROCESSAMENTO DOS MODELOS NUMÉRICOS

Os modelos numéricos foram gerados de forma convencional (análise linear) e comparados com os modelos onde se considerou a não-linearidade geométrica.

As análises numéricas não-lineares foram realizadas utilizando-se o método de Newton-Raphson padrão, com controle do número de iterações e de sub passos de força definidos. A solução converge após as iterações de equilíbrio terem sido completadas com sucesso em cada sub passo de força definido para a análise. Ambas as análises foram realizadas com exatamente a mesma malha.

Para o processamento dos modelos numéricos, utilizou-se um computador com processador Pentium(R) 4 – 2,66GHz – 512MB de memória RAM, com uma duração média de 14 minutos.

6.4 ANÁLISES E RESULTADOS

Nesta Seção são apresentados os resultados referentes às análises numéricas desenvolvidas no âmbito deste trabalho. Tendo em vista que não é possível, nem conveniente, apresentar todos os resultados obtidos numericamente, foram escolhidos apenas os mais representativos, de modo a possibilitar a análise das ligações, objetivando verificar o comportamento local e global na estrutura.

De acordo com esse enfoque, são analisados e discutidos os resultados referentes aos deslocamentos da estrutura, as deformações e as tensões principais e de Von Mises atuantes na ligação, sob os pontos de vista da linearidade e não-linearidade geométrica.

6.4.1 Deslocamentos e deformações

O efeito de qualquer carregamento concentrado deve ser considerado, uma vez que este tipo de ação tem influência considerável sobre os deslocamentos e a deformabilidade da estrutura. Sendo assim, observa-se que, após a aplicação dos carregamentos os modelos sofreram discretos deslocamentos tanto na direção Y quanto na direção Z.

Os resultados obtidos podem ser verificados nas Tabelas 23 a 26, que mostram os deslocamentos nodais na direção Y após a aplicação do carregamento, quando as estruturas são modeladas sob duas configurações distintas: estrutura reticulada ou plana (2-D), representada pelo modelo gerado no programa GESTRUT e a estrutura em casca ou tridimensional (3-D), caracterizada pelos modelos Ansys Linear e Ansys Não-Linear gerados no *software* ANSYS®.

Tabela 23 – Deslocamentos máximos na direção Y - banzo superior: $300 \leq h \leq 2100$

Modelos	T300	T500	T700	T900	T1100	T1300	T1500	T1700	T1900	T2100
h (mm)	300	500	700	900	1100	1300	1500	1700	1900	2100
Gestrut										
UY_{sup.} (mm)	-180,99	-95,39	-72,13	-64,59	-62,68	-63,23	-65,03	-67,50	-70,36	-73,47
Ansys Linear										
UY_{sup.} (mm)	-137,82	-90,00	-79,67	-77,99	-79,23	-81,68	-84,71	-88,02	-91,49	-95,04
Ansys Não-Linear										
UY_{sup.} (mm)	-199,59	-105,26	-87,32	-83,11	-83,06	-84,66	-87,01	-89,75	-92,68	-95,70

Tabela 24 – Deslocamentos máximos na direção Y - banzo superior: $2300 \leq h \leq 5000$

Modelos	T2300	T2500	T2700	T2900	T3000	T3100	T3300	T3500	T3700	T4000	T5000
h (mm)	2300	2500	2700	2900	3000	3100	3300	3500	3700	4000	5000
Gestrut											
UY_{sup.} (mm)	-76,72	-80,07	-83,47	-86,91	-88,64	-90,37	-93,83	-97,30	-100,76	-105,93	-122,90
Ansys Linear											
UY_{sup.} (mm)	-98,63	-102,23	-105,84	-109,44	-111,23	-113,02	-116,59	-120,13	-123,65	-128,89	-145,95
Ansys Não-Linear											
UY_{sup.} (mm)	-98,76	-101,82	-104,87	-107,88	-109,37	-110,85	-113,77	-116,64	-119,46	-123,58	-136,39

Tabela 25 – Deslocamentos máximos na direção Y - banzo inferior: $300 \leq h \leq 2100$

Modelos	T300	T500	T700	T900	T1100	T1300	T1500	T1700	T1900	T2100
h (mm)	300	500	700	900	1100	1300	1500	1700	1900	2100
Gestrut										
UY_{inf.} (mm)	-180,98	-95,38	-72,12	-64,58	-62,66	-63,22	-65,01	-67,47	-70,34	-73,44
Ansys Linear										
UY_{inf.} (mm)	-137,68	-89,85	-79,52	-77,84	-79,07	-81,52	-84,54	-87,85	-91,31	-94,86
Ansys Não-Linear										
UY_{inf.} (mm)	-199,41	-105,10	-87,15	-82,95	-82,89	-84,49	-86,84	-89,57	-92,50	-95,52

Tabela 26 – Deslocamentos máximos na direção Y - banzo inferior: $2300 \leq h \leq 5000$

Modelos	T2300	T2500	T2700	T2900	T3000	T3100	T3300	T3500	T3700	T4000	T5000
h (mm)	2300	2500	2700	2900	3000	3100	3300	3500	3700	4000	5000
Gestrut UY _{inf.} (mm)	-76,69	-80,03	-83,44	-86,87	-88,60	-90,33	-93,79	-97,26	-100,71	-105,88	-122,84
Ansys Linear UY _{inf.} (mm)	-98,45	-102,05	-105,66	-109,25	-111,05	-112,83	-116,40	-119,94	-123,46	-128,69	-145,74
Ansys Não- Linear UY _{inf.} (mm)	-98,57	-101,63	-104,68	-107,68	-109,17	-110,65	-113,57	-116,44	-119,25	-123,37	-136,16

Os deslocamentos máximos ocorreram nos banzos superiores localizados na extremidade direita das vigas e os valores negativos designam o sentido do deslocamento contrário ao sistema de coordenadas.

O modelo que sofreu maior deslocamento, em termos de valor absoluto, foi o T300 Ansys Não-Linear (sistema em casca) e a estrutura que menos se deslocou na direção Y foi a T1100 Gestrut (sistema reticulado).

Os gráficos da Figura 103 e da Figura 104 mostram as curvas geradas pelos valores obtidos entre os deslocamentos ocorridos nos banzos superiores e inferiores, respectivamente.

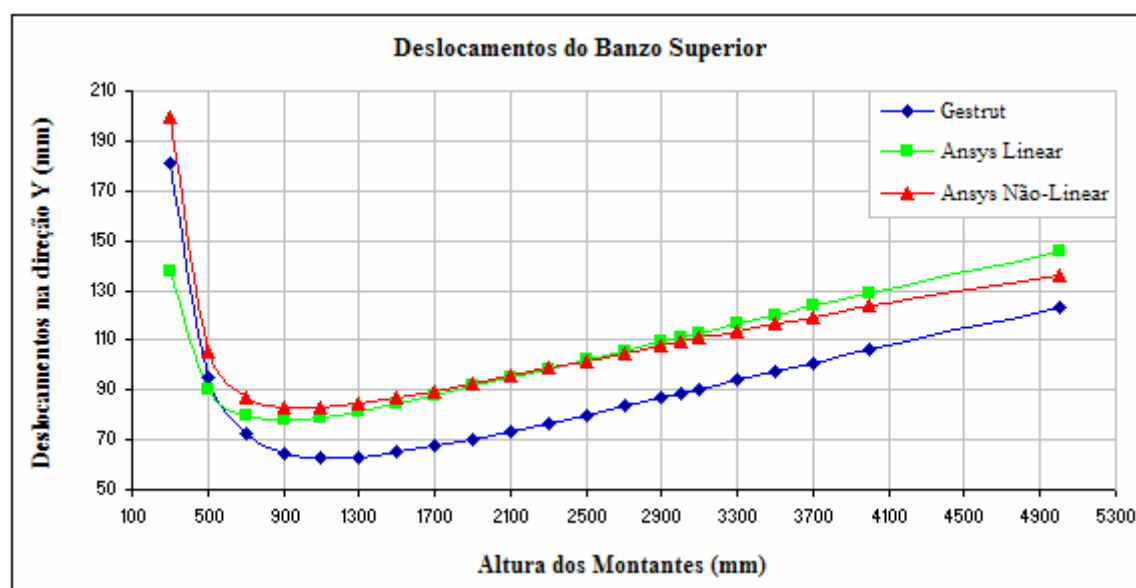


Figura 103 - Gráfico dos deslocamentos na direção Y: Banzo Superior

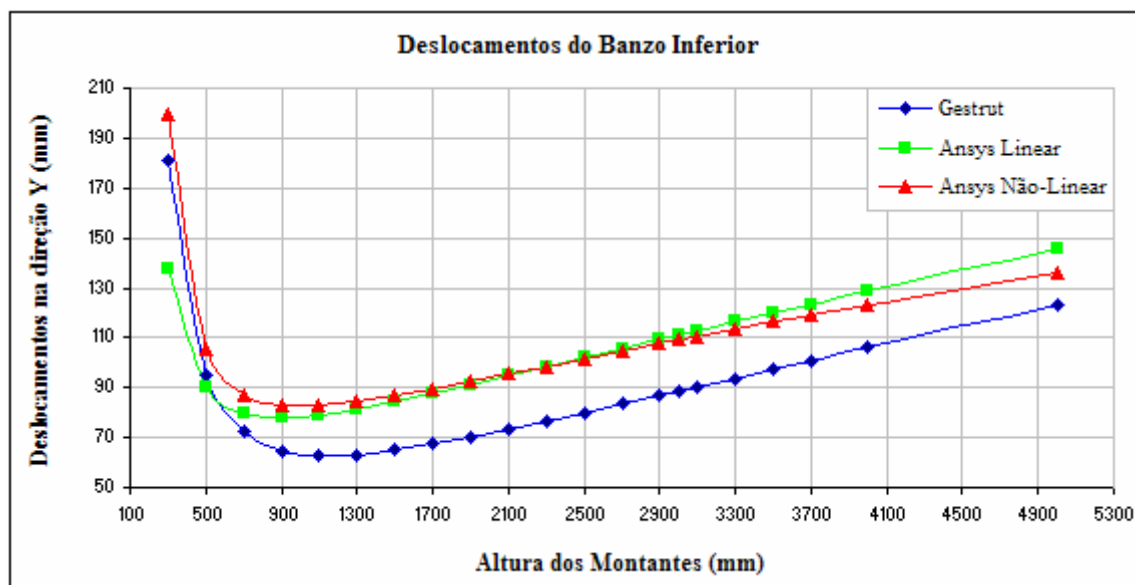
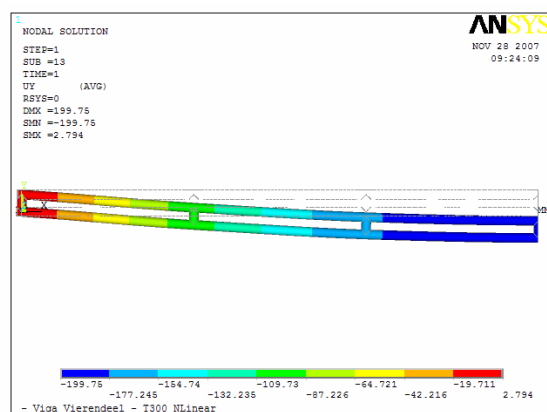
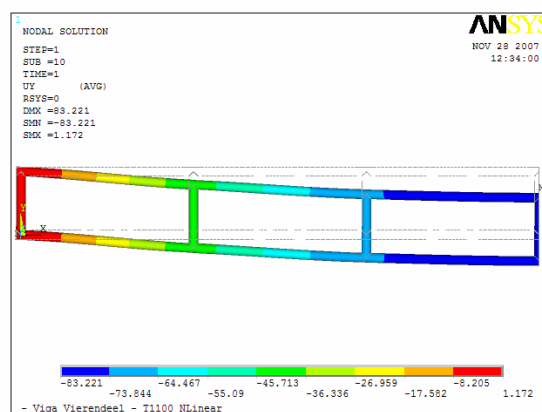


Figura 104 - Gráfico dos deslocamentos na direção Y: Banzo Inferior

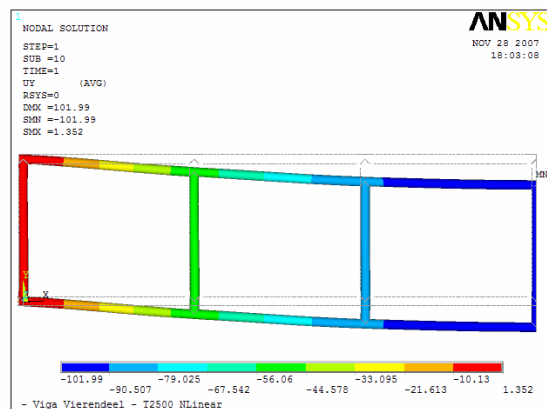
A Figura 105 mostra os deslocamentos que as estruturas sofreram quando as alturas dos montantes foram modificadas.



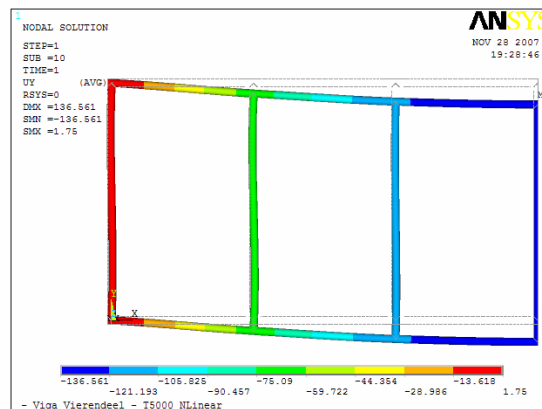
a) Modelo T300 Ansys Não-Linear



b) Modelo T1100 Ansys Não-Linear



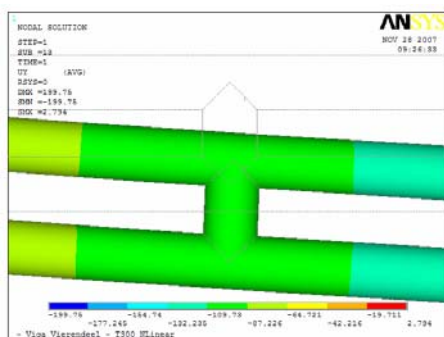
c) Modelo T2500 Ansys Não-Linear



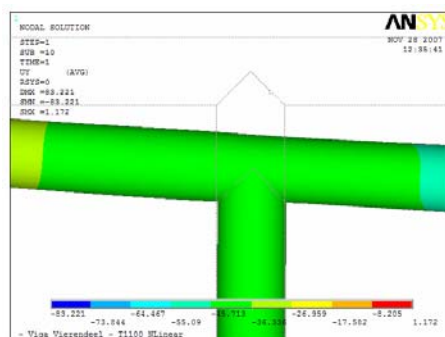
d) Modelo T5000 Ansys Não-Linear

Figura 105 – Deslocamento máximo da estrutura na direção Y

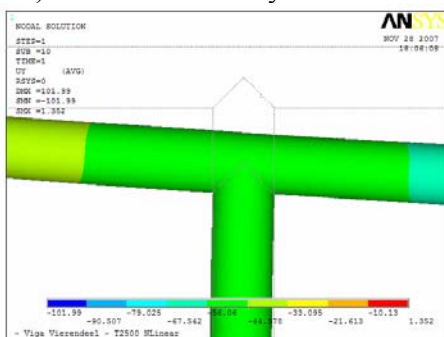
Os deslocamentos ocasionados na segunda ligação dos modelos podem ser verificados nas imagens da Figura 106.



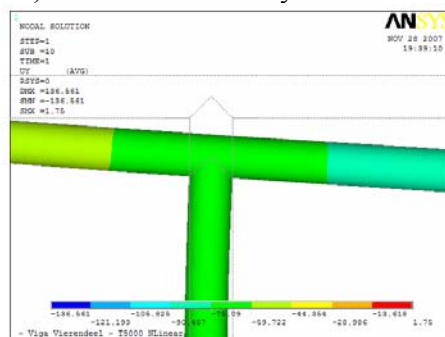
a) Modelo T300 Ansys Não-Linear



b) Modelo T1100 Ansys Não-Linear



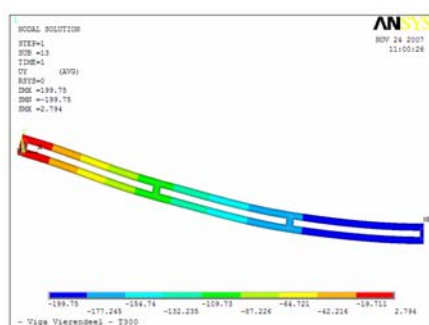
c) Modelo T2500 Ansys Não-Linear



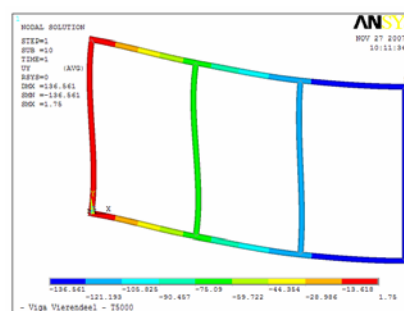
d) Modelo T5000 Ansys Não-Linear

Figura 106 – Deslocamentos na direção Y da segunda ligação

No modelo T300, que possui a menor altura, o montante tende a sofrer uma inclinação para direita sem uma deformação expressiva, já no modelo T5000, devido à elevada altura associada à presença de momentos fletores nas extremidades das barras que formam os montantes, apresentam deformações sinuosas (Figura 107). Note que, o modelo sob condição de deformação se comporta de forma similar ao modelo proposto por Arthur Vierendeel.



a) Modelo T300 Ansys Não-Linear



b) Modelo T5000 Ansys Não-Linear

Figura 107 – Deformação verificada no montante da segunda ligação, fator de escala 10

No estudo do comportamento das ligações algumas deformações são esperadas. O abaulamento do banco foi representado pelo ponto de máximo deslocamento no eixo Z. Note que o deslocamento positivo em Z, que representa o abaulamento, sofre um discreto aumento na região posterior ao montante e o deslocamento negativo em Z diminui na região que antecede o montante.

As Figuras 108 até 111 ilustram os abaulamentos ocorridos nos banzos.

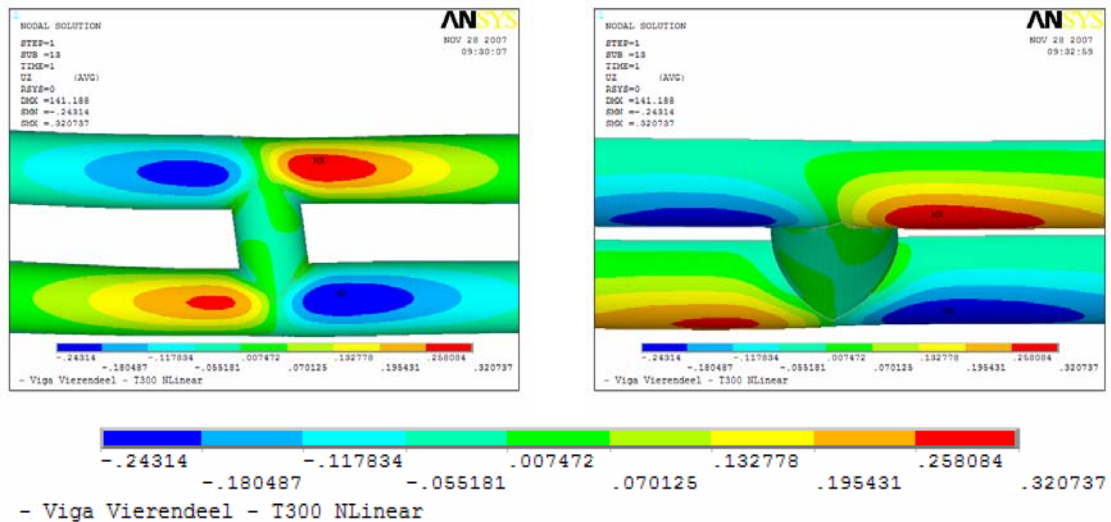


Figura 108 – Abaulamento dos banzos do modelo T300 Ansys Não-Linear, fator de escala 15

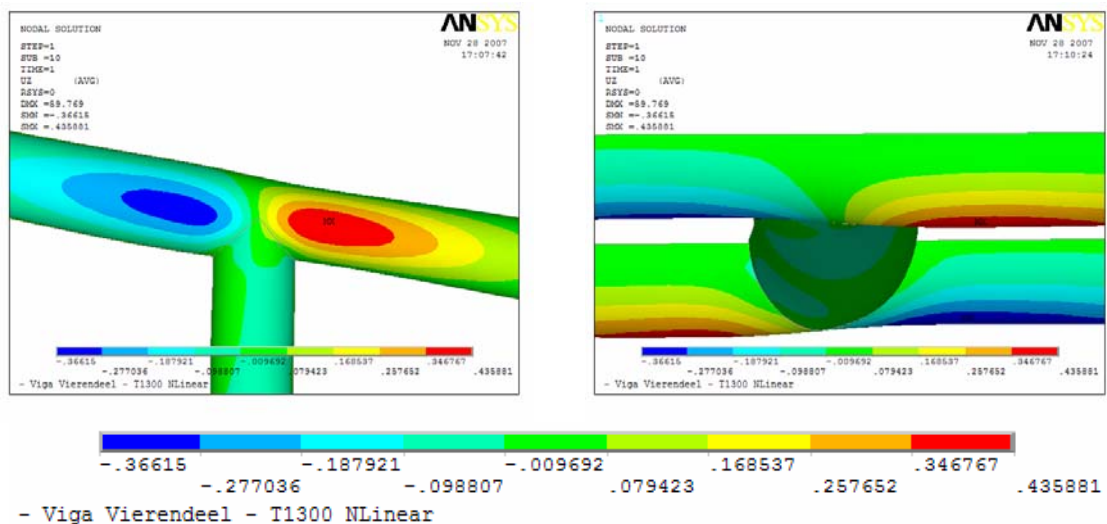


Figura 109 – Abaulamento do banco superior do modelo T1300 Ansys Não-Linear, fator de escala 15

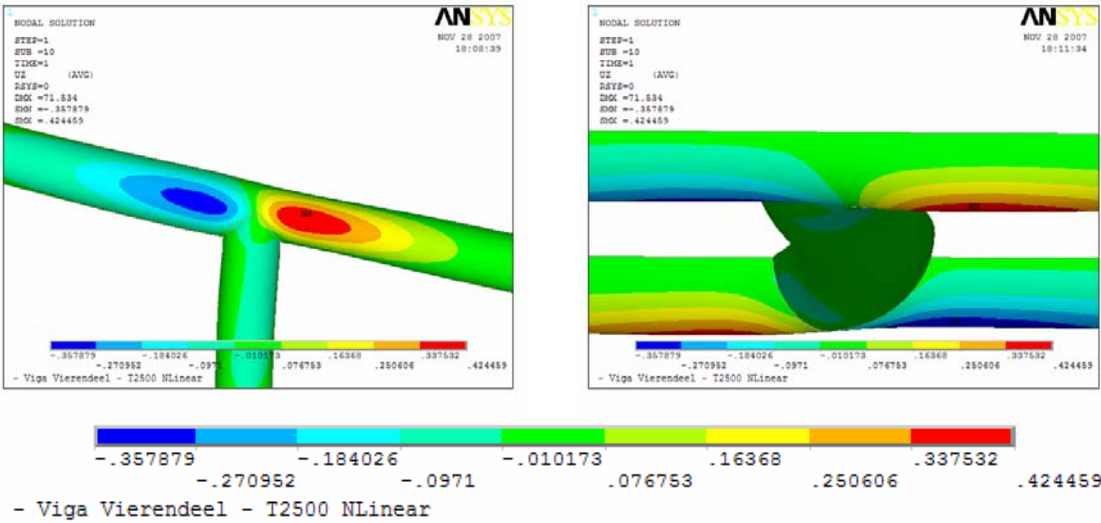


Figura 110 – Abaulamento do banco superior do modelo T2500 Ansys Não-Linear, fator de escala 15

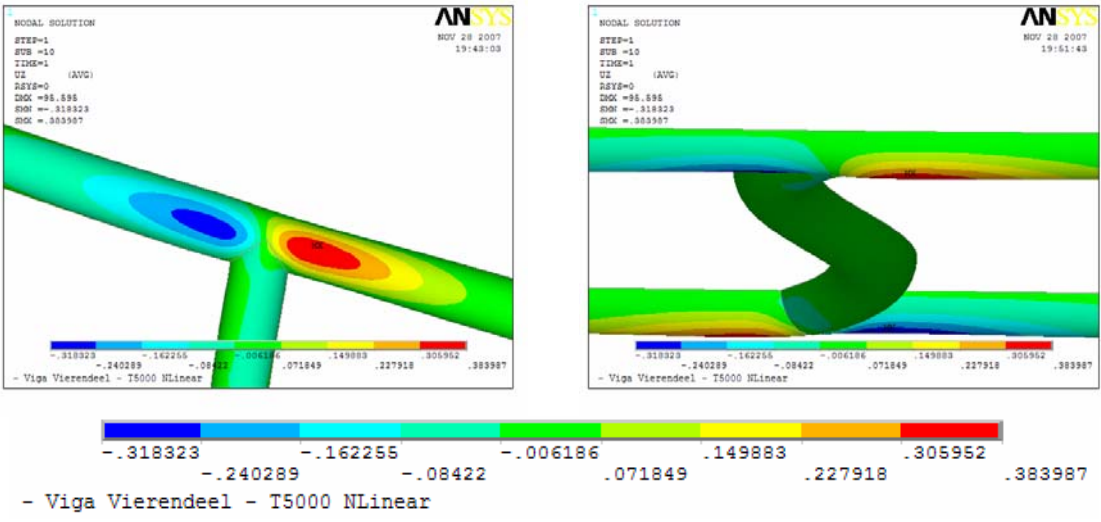


Figura 111 – Abaulamento do banco superior do modelo T5000 Ansys Não-Linear, fator de escala 15

As Tabelas 27 e 28 mostram os máximos deslocamentos ocorridos na direção Z pertencentes à segunda ligação da estrutura, que são muito pequenos, mas caracterizam a tendência de comportamento da ligação.

Tabela 27 – Deslocamentos máximos verificados na direção Z: $300 \leq h \leq 2100$

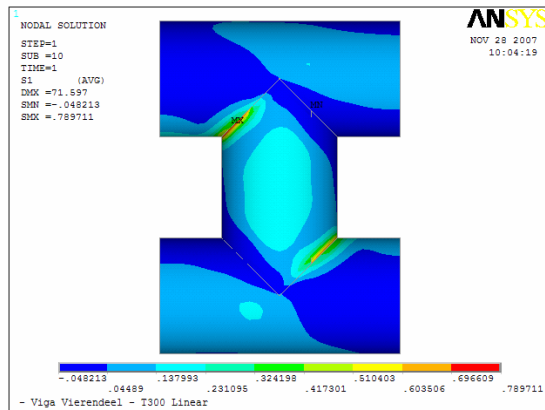
Modelos	T300	T500	T700	T900	T1100	T1300	T1500	T1700	T1900	T2100
h (mm)	300	500	700	900	1100	1300	1500	1700	1900	2100
Ansys Linear UZ (10⁻² mm)	27,78	36,27	39,91	41,60	42,46	42,93	43,18	43,29	43,32	43,29
Ansys Não-Linear UZ (10⁻² mm)	32,07	39,48	41,99	43,03	43,45	43,59	43,56	43,44	43,24	43,00

Tabela 28 – Deslocamentos máximos verificados no banzo inferior: $2300 \leq h \leq 5000$

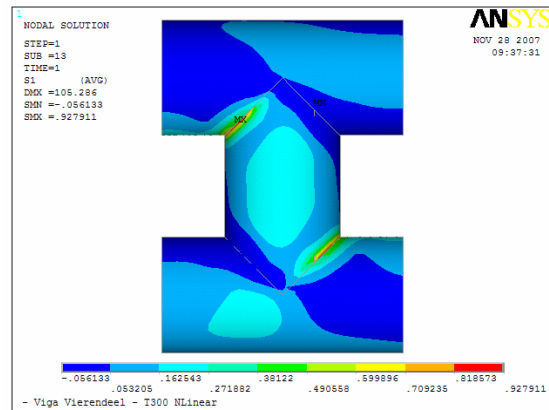
Modelos	T2300	T2500	T2700	T2900	T3000	T3100	T3300	T3500	T3700	T4000	T5000
h (mm)	2300	2500	2700	2900	3000	3100	3300	3500	3700	4000	5000
Ansys Linear UZ (10^{-2} mm)	43,22	43,11	42,99	42,85	42,78	42,71	42,55	42,39	42,23	41,97	41,13
Ansys Não- Linear UZ (10^{-2} mm)	42,74	42,45	42,14	41,83	41,67	41,51	41,19	40,86	40,53	40,03	38,40

6.4.2 Tensões principais " σ_1 "

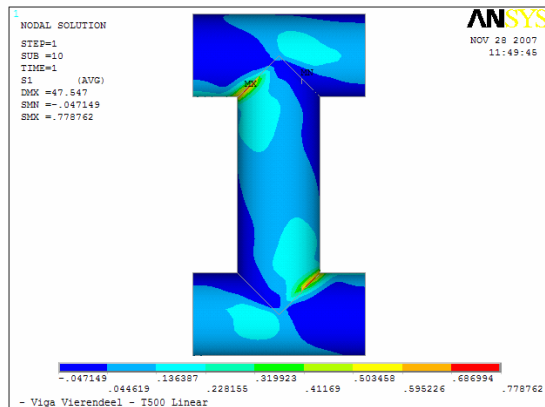
As tensões principais " σ_1 " são apresentadas nas imagens contidas nas Figuras 112 a 115. Como já esperado, os pontos de maiores concentrações das tensões estão localizados nos encontros dos banzos com os montantes sendo, portanto, uma região crítica da estrutura.



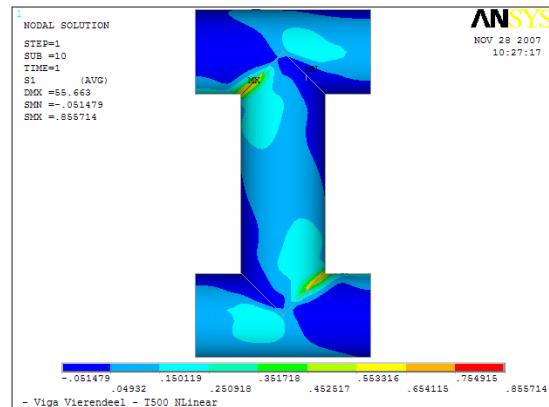
a) Modelo T300 Ansys Linear



b) Modelo T300 Ansys Não-Linear

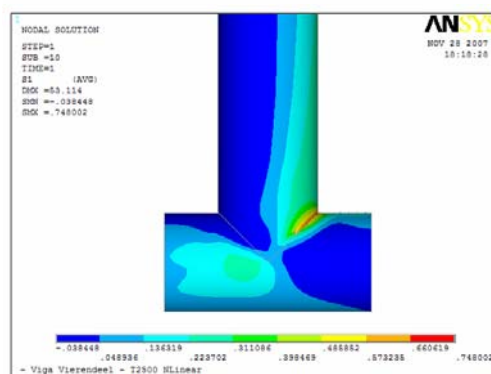
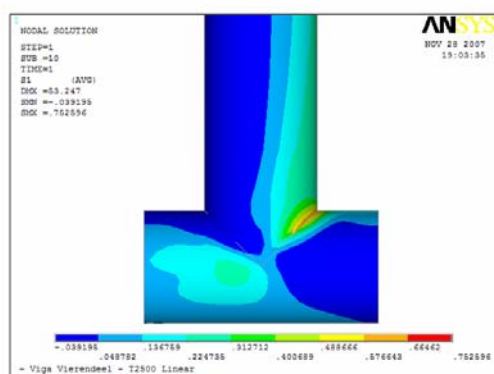
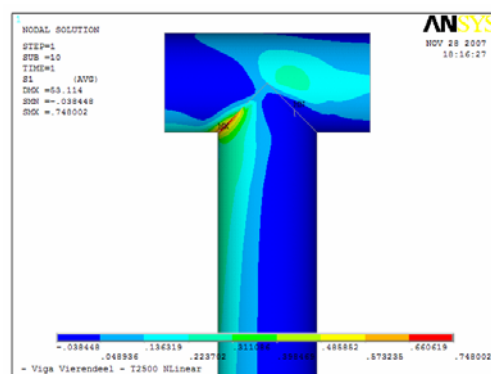
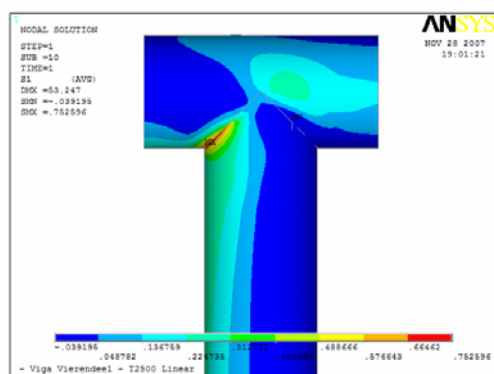
Figura 112 – Tensões principais " σ_1 " modelo T300 – segunda ligação

a) Modelo T500 Ansys Linear



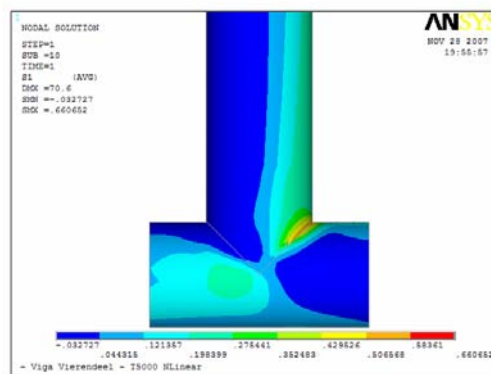
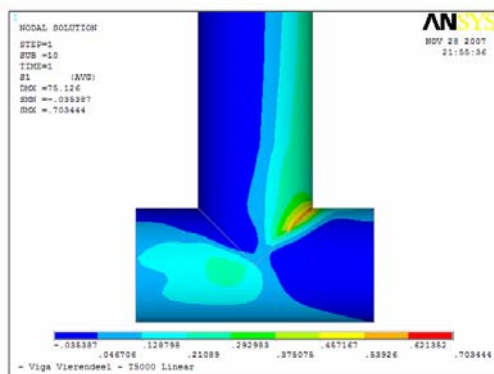
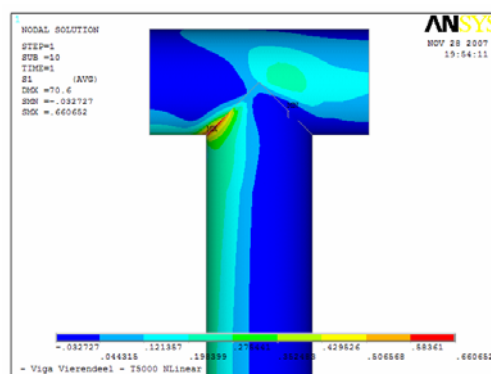
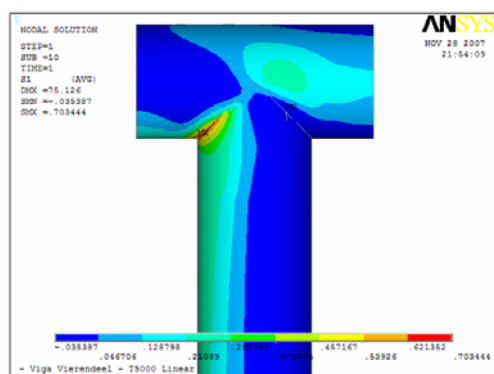
b) Modelo T500 Ansys Não-Linear

Figura 113 – Tensões principais " σ_1 " modelo T500 – segunda ligação



a) Modelo T2500 Ansys Linear

b) Modelo T2500 Ansys Não-Linear

Figura 114 – Tensões principais " σ_1 " modelo T2500 – segunda ligação

a) Modelo T5000 Ansys Linear

b) Modelo T5000 Ansys Não-Linear

Figura 115 – Tensões principais " σ_1 " modelo T5000 – segunda ligação

Os maiores valores das tensões principais " σ_1 " obtidos das análises numéricas, que ocorrem na segunda ligação da estrutura, se encontram nos modelos T300 Ansys Não-Linear e T500 Ansys Não-Linear. Observa-se que, com o aumento da altura dos montantes as tensões principais tendem a diminuir gradativamente nos modelos Ansys Não-Linear.

As Tabelas 29 e 30 mostram os máximos valores das tensões principais " σ_1 " obtidos das análises numéricas que ocorrem na segunda ligação da estrutura.

Tabela 29 – Máximas Tensões Principais ocorridas na segunda ligação: $300 \leq h \leq 2100$

Modelos	T300	T500	T700	T900	T1100	T1300	T1500	T1700	T1900	T2100
h (mm)	300	500	700	900	1100	1300	1500	1700	1900	2100
Ansys Linear										
$\sigma_{1\text{máx.}}$ (MPa)	789,71	778,76	769,93	774,10	775,40	774,40	771,96	768,69	764,95	760,94
Ansys Não-Linear										
$\sigma_{1\text{máx.}}$ (MPa)	927,91	855,71	815,27	802,08	796,23	789,93	783,19	776,27	769,27	762,23

Tabela 30 – Máximas Tensões Principais ocorridas na segunda ligação: $2300 \leq h \leq 5000$

Modelos	T2300	T2500	T2700	T2900	T3000	T3100	T3300	T3500	T3700	T4000	T5000
h (mm)	2300	2500	2700	2900	3000	3100	3300	3500	3700	4000	5000
Ansys Linear											
$\sigma_{1\text{máx.}}$ (MPa)	756,80	752,60	748,38	744,17	742,08	740,00	735,88	731,82	727,82	721,94	703,44
Ansys Não-Linear											
$\sigma_{1\text{máx.}}$ (MPa)	755,13	748,00	740,85	733,68	730,10	726,53	719,40	712,30	705,24	694,74	660,65

As Figuras 116 a 119 ilustram como as tensões principais resultantes ocorrem nas estruturas.

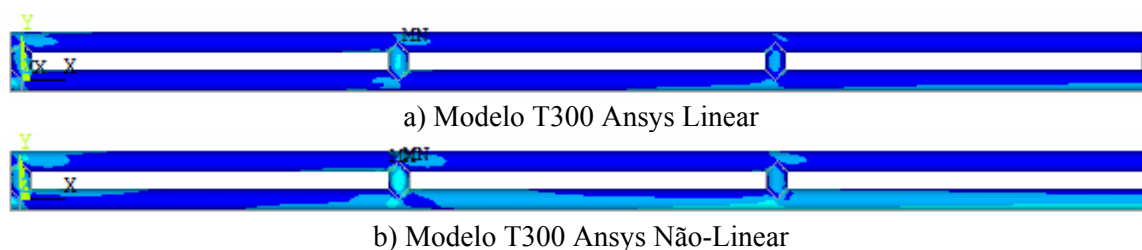
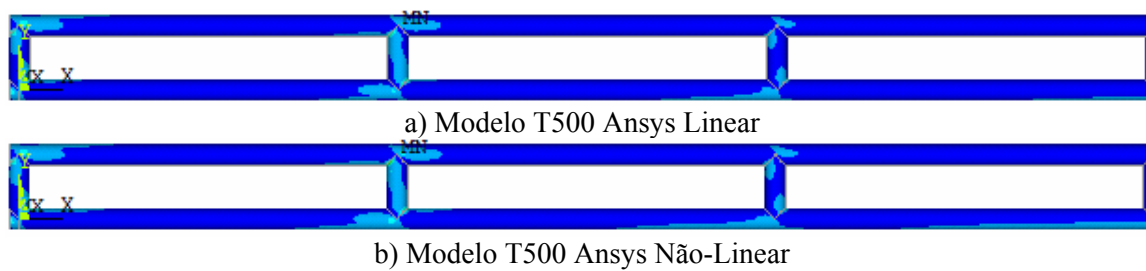
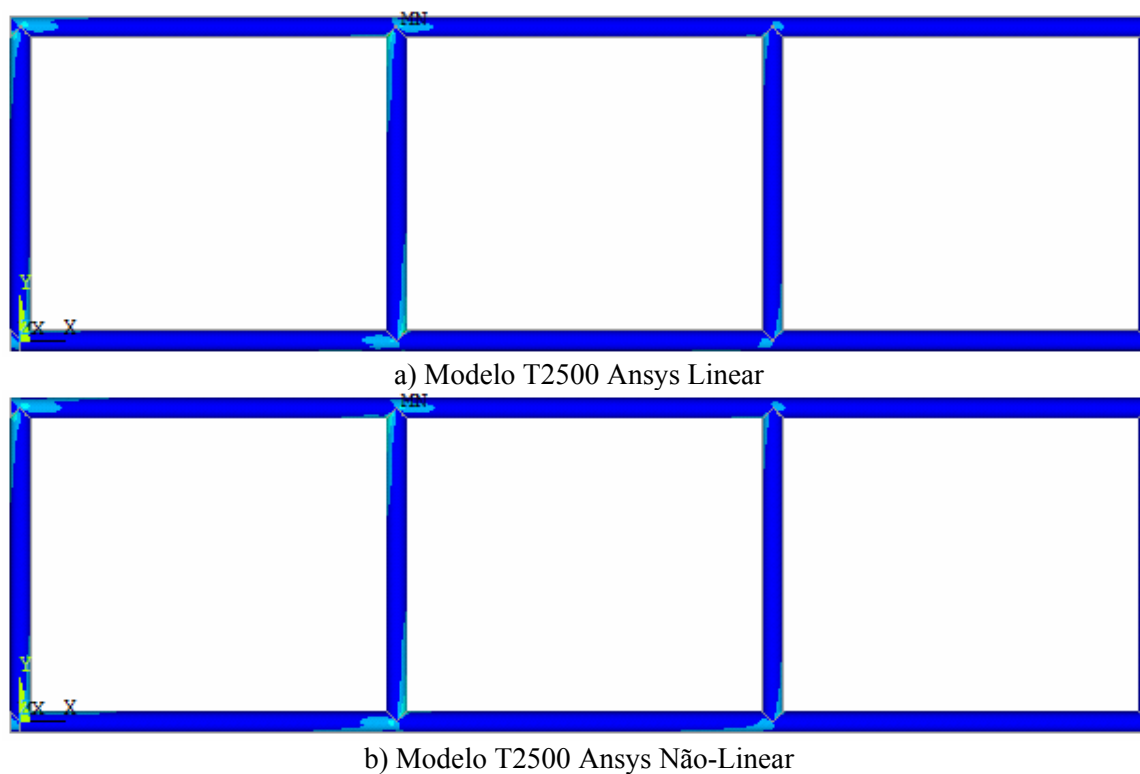
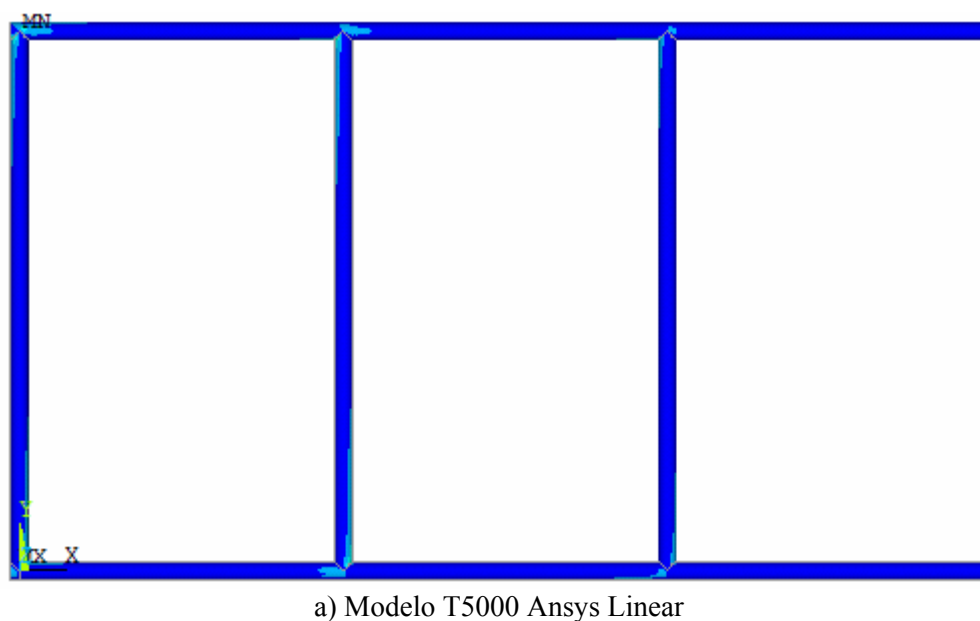
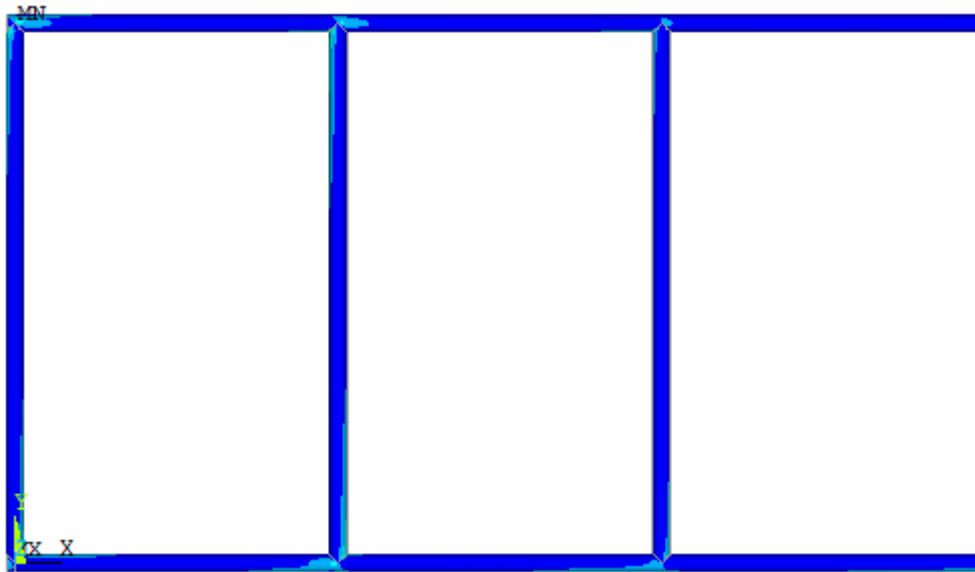


Figura 116 – Tensões Principais " σ_1 " modelo T300 - viga

Figura 117 – Tensões Principais " σ_1 " modelo T500 - vigaFigura 118 – Tensões Principais " σ_1 " modelo T2500 - viga



b) Modelo T5000 Ansys Não-Linear

Figura 119 – Tensões Principais " σ_1 " modelo T5000 - viga

6.4.3 Tensões de Von Mises " σ_{VM} "

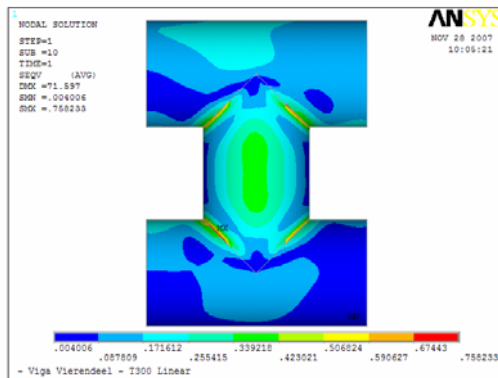
A tensão de Von Mises é um critério estabelecido de máxima energia de distorção, a qual se baseia na determinação das mudanças de forma de certo material.

Segundo Beer et al. (1989), por esse critério, um componente estrutural estará em condições de segurança enquanto o maior valor de energia em distorção, por unidade de volume do material, permanecer abaixo da energia de distorção, por unidade de volume necessária para provocar o escoamento.

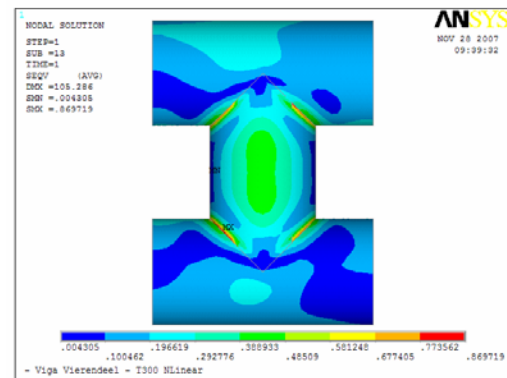
A tensão de Von Mises é determinada pela Equação:

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_2^2} \quad (35)$$

As tensões de Von Mises atuantes em cada um dos modelos estão nas imagens mostradas nas Figuras 120 a 123.

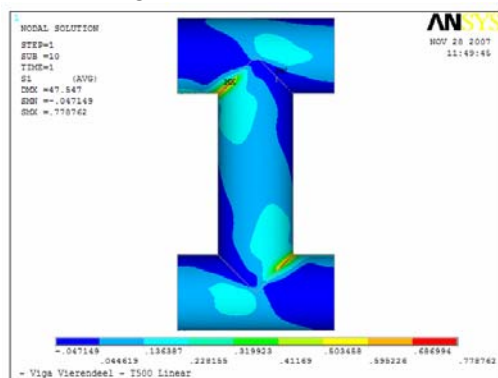


a) Modelo T300 Ansys Linear

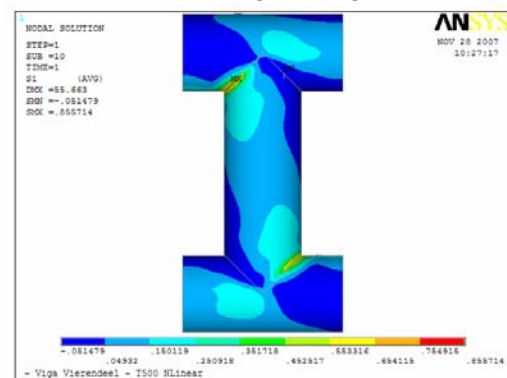


b) Modelo T300 Ansys Não-Linear

Figura 120 – Tensões de Von Mises " σ_{VM} " modelo T300 – segunda ligação

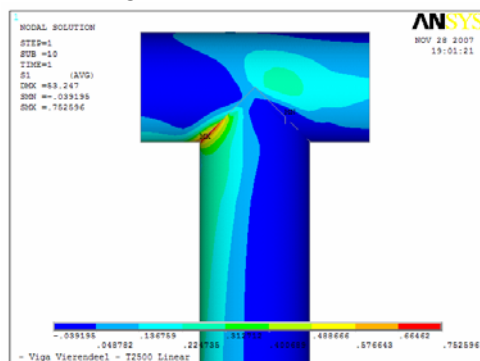


a) Modelo T500 Ansys Linear

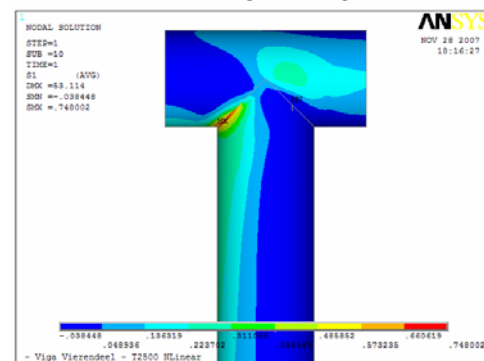


b) Modelo T500 Ansys Não-Linear

Figura 121 – Tensões de Von Mises " σ_{VM} " modelo T500 – segunda ligação

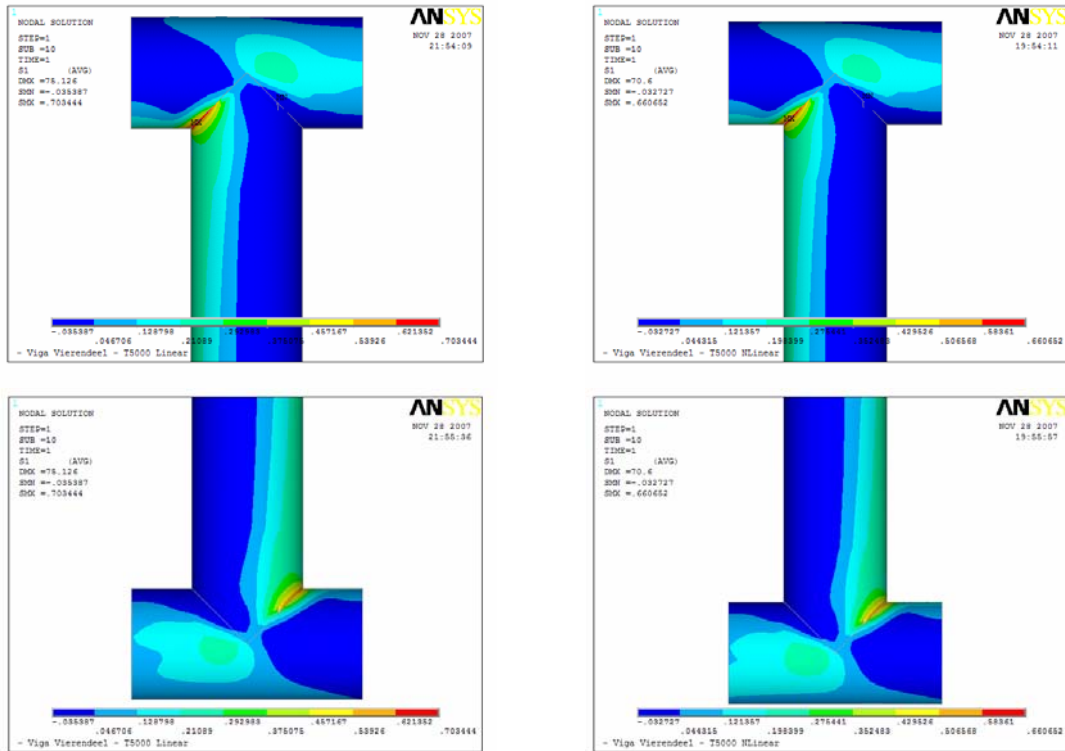


a) Modelo T2500 Ansys Linear



b) Modelo T2500 Ansys Não-Linear

Figura 122 – Tensões de Von Mises " σ_{VM} " modelo T2500 – segunda ligação



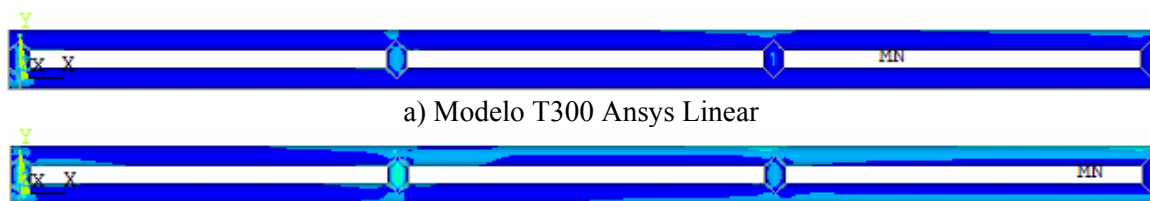
a) Modelo T5000 Ansys Linear

b) Modelo T5000 Ansys Não-Linear

Figura 123 – Tensões de Von Mises " σ_{VM} " modelo T5000 – segunda ligação

Os máximos valores das tensões de Von Mises " σ_{VM} " obtidos das análises numéricas ocasionadas na segunda ligação da estrutura, também se encontram nos modelos T300 Ansys Não-Linear e T500 Ansys Não-Linear, mas verifica-se que, tanto nos modelos Lineares quanto nos Não-Lineares, com o aumento da altura dos montantes essas tensões tendem a diminuir.

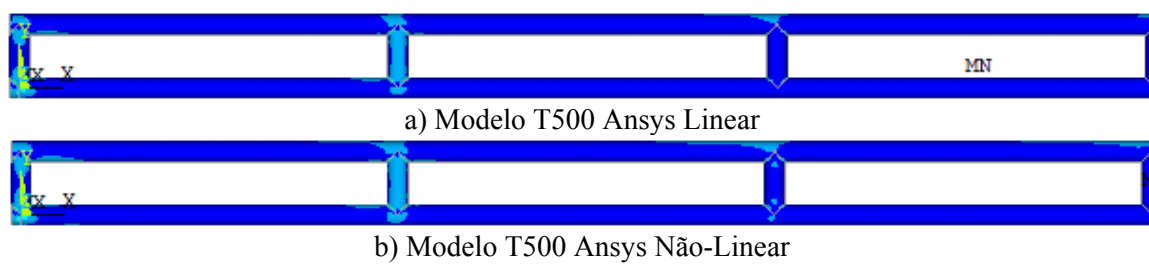
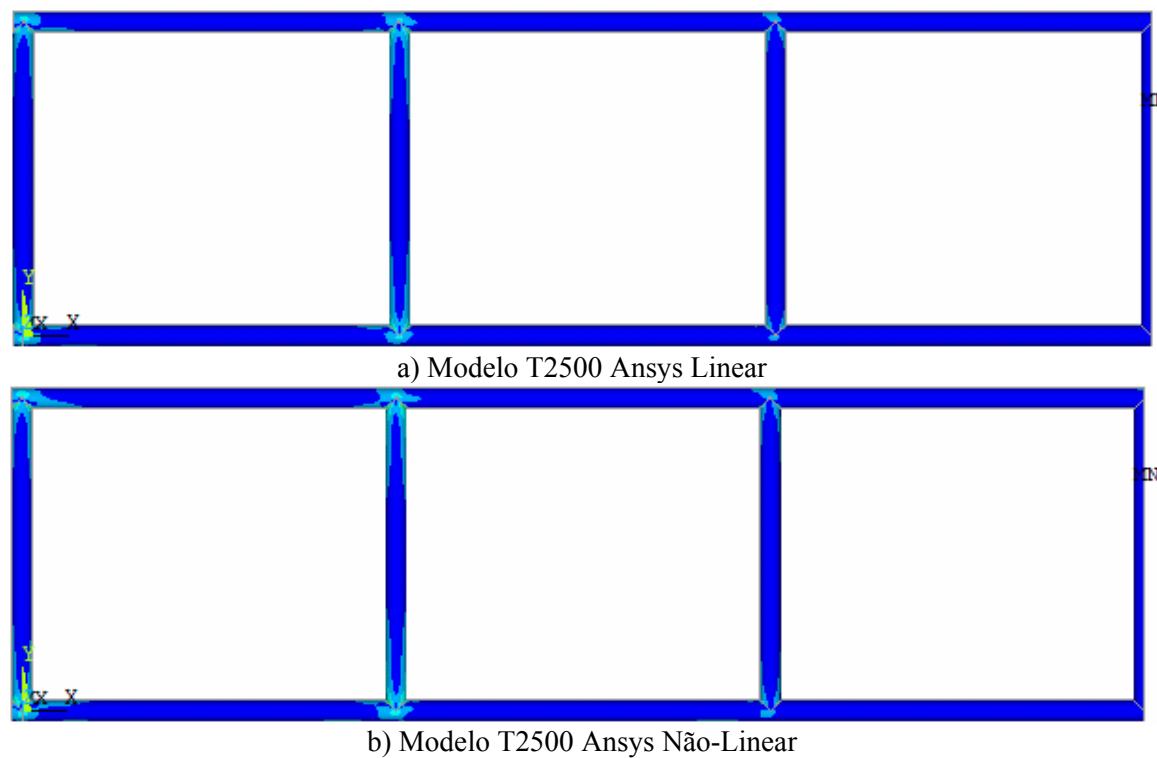
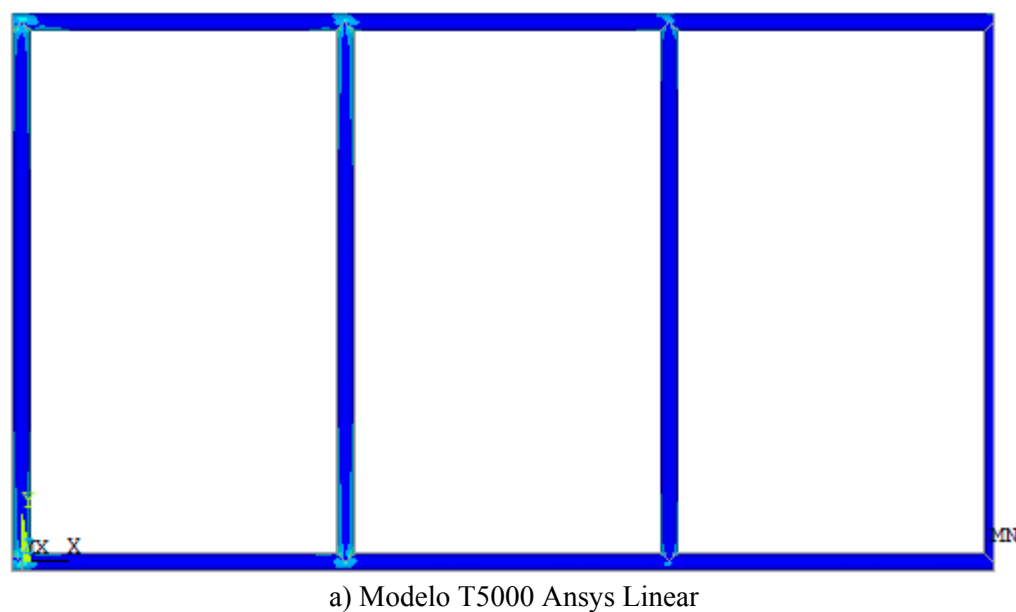
Note que essas tensões estão localizadas nas regiões dos pontos de união entre banzos e montantes e com o aumento das alturas essas tensões propagam pelas bordas externas dos montantes (Figuras 124 a 127).

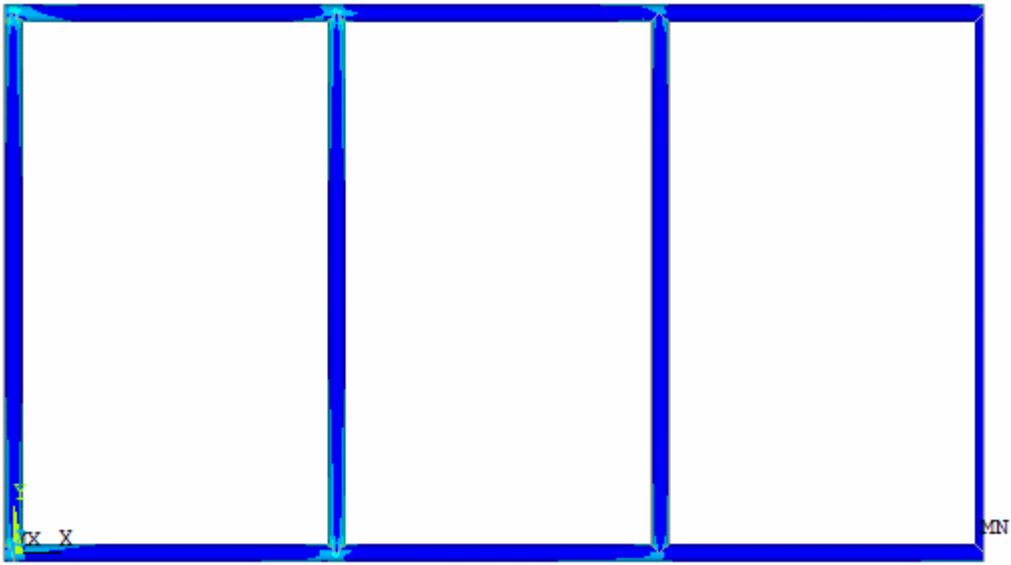


a) Modelo T300 Ansys Linear

b) Modelo T300 Ansys Não-Linear

Figura 124 – Tensões de Von Mises " σ_{VM} " modelo T300 - viga

Figura 125 – Tensões de Von Mises " σ_{VM} " modelo T500 - vigaFigura 126 – Tensões de Von Mises " σ_{VM} " modelo T2500 - viga



b) Modelo T5000 Ansys Não-Linear

Figura 127 – Tensões de Von Mises " σ_{VM} " modelo T5000 - viga

As Tabelas 31 e 32 mostram os valores das tensões de Von Mises ocorridas na segunda ligação.

Tabela 31 – Máximas Tensões de Von Mises ocorridas na segunda ligação: $300 \leq h \leq 2100$

Modelos	T300	T500	T700	T900	T1100	T1300	T1500	T1700	T1900	T2100
h (mm)	300	500	700	900	1100	1300	1500	1700	1900	2100
Ansyst Linear										
$\sigma_{VMm\acute{a}x}$ (MPa)	758,23	740,03	728,28	726,25	726,08	724,91	723,32	721,25	718,67	715,68
Ansyst N\~ao- Linear										
$\sigma_{VMm\acute{a}x}$ (MPa)	869,72	800,87	758,80	745,22	735,58	727,51	720,33	713,35	706,30	699,15

Tabela 32 – Máximas Tensões de Von Mises ocorridas na segunda ligação: $2300 \leq h \leq 5000$

Modelos	T2300	T2500	T2700	T2900	T3000	T3100	T3300	T3500	T3700	T4000	T5000
h (mm)	2300	2500	2700	2900	3000	3100	3300	3500	3700	4000	5000
Ansyst Linear											
$\sigma_{VMm\acute{a}x}$ (MPa)	712,39	708,94	705,39	701,79	699,99	698,19	694,60	691,03	687,50	682,28	665,67
Ansyst N\~ao- Linear											
$\sigma_{VMm\acute{a}x}$ (MPa)	691,98	684,84	677,79	670,82	667,60	664,46	658,15	651,83	645,53	636,10	605,23

O gráfico da Figura 128 representa a curva gerada pelas tensões atuantes na segunda ligação em função das alturas dos montantes.

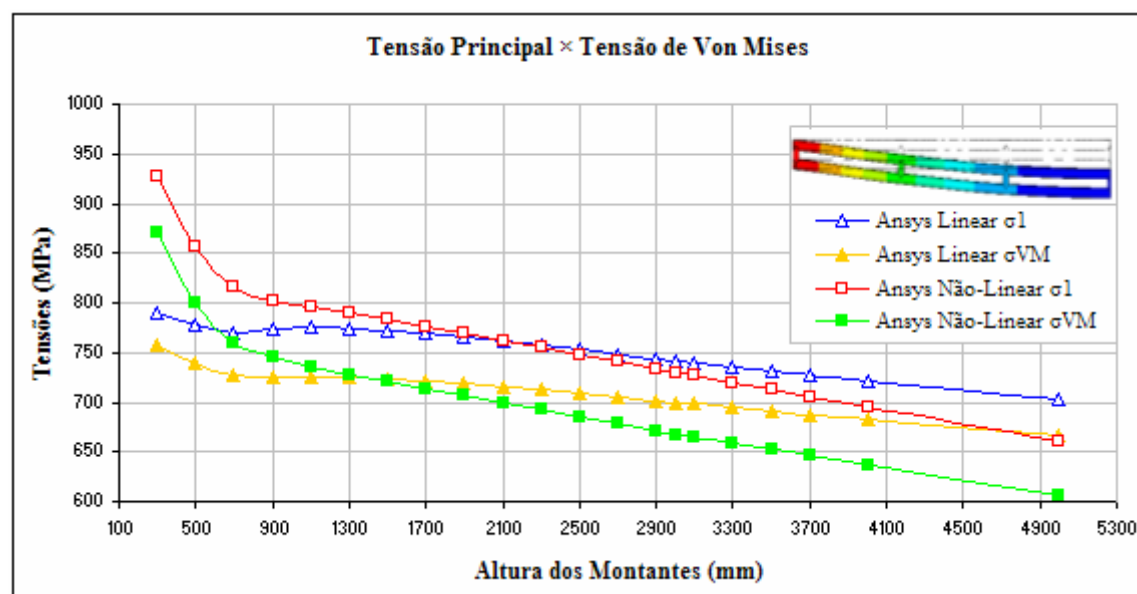


Figura 128 – Comparação entre tensões: $\sigma_1 \times \sigma_{VM}$

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES

7.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho apresenta os resultados de uma análise numérica da ligação "T" constituinte do sistema do tipo Vierendeel, formada por perfis tubulares de seção circular, utilizando os *softwares* ANSYS® 10.0 (2005) (método dos elementos finitos), GESTRUT (2007) (sistema reticulado) e HSS_connex 1.02 (1999) (ligações).

A opção pela utilização dos perfis tubulares no sistema em estudo foi devido à crescente preferência nos últimos anos, entre engenheiros e arquitetos, pelo uso desses perfis e pela ausência de uma norma brasileira específica para o dimensionamento de ligações em perfis tubulares.

A partir dos resultados e discussões citados anteriormente, podem ser obtidas algumas conclusões listadas a seguir.

- Por intermédio do programa GESTRUT (2007), a viga Vierendeel foi modelada como um sistema reticulado plano sob duas situações distintas, Modelo Real e Modelo Simplificado, cuja diferença está na presença de articulações nos banzos e montantes inseridos no segundo modelo. Quando comparados os resultados obtidos entre as solicitações, deslocamentos e dimensionamentos (das barras e das ligações) entre os

modelos reticulados, não se justifica a utilização de simplificações nas análises estruturais.

- Com a variação das alturas dos montantes verifica-se que a estrutura apresenta melhor aproveitamento das barras do que das ligações e quanto menor são essas alturas, maior é a solicitação aos esforços axiais nos banzos.
 - Os valores dos aproveitamentos das ligações para os três exemplos (M1 – M2 – M3), quando modelados sob a condição de estrutura simplificada (sistema reticulado), são iguais porque o dimensionamento local (das ligações) está diretamente relacionado aos valores das solicitações, sendo que para estes casos os esforços obtidos são os mesmos, uma vez que foi realizada somente a análise de primeira ordem;
 - No dimensionamento global (das barras), os valores dos aproveitamentos das barras são distintos para os três casos, porque são os esforços axiais (C_{ri}) e os momentos fletores (M_{ri}) de cálculo que governam o dimensionamento, sendo estes valores vinculados respectivamente à área (A_i) e ao módulo de resistência plástica (Z_i) de cada seção. Portanto, seções diferentes geram valores distintos de aproveitamentos.
 - Quando as estruturas são modeladas sob duas configurações distintas: estrutura reticulada ou plana (2-D), representada pelo modelo gerado no programa GESTRUT e estrutura em casca ou tridimensional (3-D), caracterizada pelos modelos Ansys Linear e Ansys Não-Linear gerados no *software* ANSYS®, observa-se que as curvas geradas pelos deslocamentos na direção Y se comportam de forma semelhante, sendo que os modelos do sistema reticulado apresentam menores valores de deslocamentos do que os modelos tridimensionais.
 - Todas as estruturas geradas em 3-D (Ansys Linear e Ansys Não-Linear) comportaram-se de maneira semelhante sob o ponto de vista das tensões e deformações e como prevista em várias pesquisas, as maiores concentrações de tensões, para a configuração da viga em estudo, foram localizadas na segunda ligação nas regiões das uniões entre banzos e montantes.
-

- Como ilustra a Figura 129, devido a ligação estar submetida a esforços axiais e momentos fletores no plano, para a condição de serviço, a estrutura apresenta a seguinte deformação da parede do banzo.

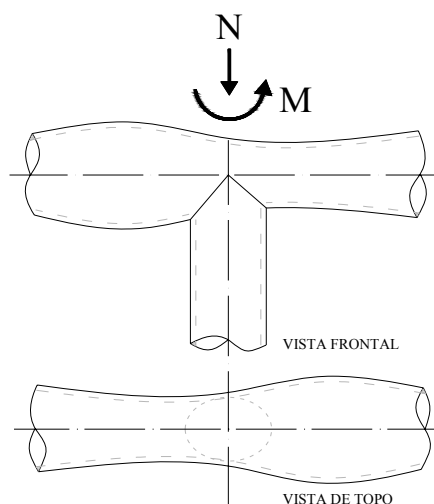


Figura 129 – Deformação no banzo

- Conforme previsto pelo engenheiro Arthur Vierendeel, com o aumento da altura dos montantes, devido ao efeito exercido pelo momento fletor atuante nas extremidades das barras, estes apresentam deformações como ilustra a Figura 130.

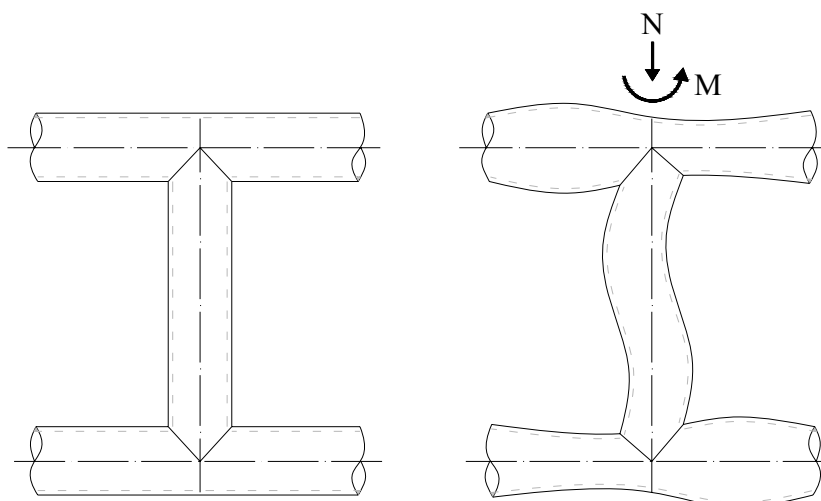


Figura 130 – Deformação no montante

Os resultados obtidos com a aplicação da metodologia aqui proposta guardam considerações necessárias em função da limitação de tempo no qual se desenvolveu esta pesquisa. Entretanto, refinamentos poderão ser efetuados de modo que o estudo da análise comportamental das ligações "T", em perfis tubulares circulares, possa refletir ainda mais a

realidade da estrutura. Para tal, muitos estudos ainda são necessários principalmente no que se refere às condições de carregamentos aplicados ao modelo da ligação em questão.

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Buscando a continuidade do estudo realizado sugere-se:

- A elaboração de novos modelos numéricos sem a inserção da chapa enrijecedora, a fim de realizar um estudo comparativo com o presente modelo;
 - Análise numérica da ligação avaliando os efeitos causados pelas diversas condições de contorno impostas ao modelo;
 - Verificar as questões referentes às concentrações de tensões na região da solda das ligações da estrutura, sugere-se a elaboração de novos modelos numéricos considerando o filete de solda entre banzos e montantes;
 - Análise numérica da ligação com a variação da relação β (relação entre diâmetros) visando à verificação da distribuição das tensões na face do banzo e do montante e verificação dos prováveis modos de falha;
 - Análise paramétrica com a variação da posição dos montantes buscando obter uma distribuição de tensões mais uniformes, com o intuito da otimização deste tipo de estrutura;
 - Estudos teórico, experimental e numérico das ligações "T" com reforços laterais, com a finalidade de verificar se esses reforços realmente diminuem a solicitação de flexão;
 - Tendo em vista que esta pesquisa limitou-se à análise numérica das ligações "T" submetidas a forças axiais e flexão sob carregamento estático, não abordando o tema sobre fadiga poder-se-ia sugerir estudos numéricos referentes ao comportamento das ligações da viga Vierendeel, sob variações de forças para a obtenção de valores máximos de carregamentos que dão origem às fissuras e em quais níveis de oscilações essas fissuras aumentam.
-

REFERÊNCIAS

AÇOMINAS. **Elementos estruturais e ligações**. Belo Horizonte: Açominas, 1980. v. 3, 161 p.

ANSYS Inc. **ANSYS. Versão 10.0**. USA, 2005. 1 CD-ROM.

BEER, F.P.; JOHNSTON, E. R.Jr. **Resistência dos materiais**. 2. ed. São Paulo: McGraw-Hill, 1989. 653 p.

BONALDO, E. **Pilares mistos**: tubos metálicos com núcleo de concreto de alta resistência. 2001. 129 f. Dissertação (Mestrado em estruturas) – Faculdade de Engenharia Civil, Faculdade Estadual de Campinas, São Paulo, 2001.

CENDOTEC. **Torre Eiffel**. 3 fotografias, color. Disponível em: <<http://www.cendotec.org.br/torreeif.shtml>>. Acesso em: 07 dez. 2006.

COMITÉ INTERNATIONAL POUR LE DÉVELOPPEMENT ET L'ETUDE DE LA CONSTRUCTION TUBULAIRE – CIDECT, **Design guide for circular hollow section (CHS) joints under predominantly static loading**. Alemanha: Verlag TÜV Rheinland, 1996. vol. 1, 69 p. ISBN 3-8249-0339-3.

CHOO, Y. S.; QIAN, X.D.; FOO, K.S. Static strength variation of thick – walled CHS X joints with different included angles and chord stress levels. **Marine structures** **17**, p. 311-324, 2004.

DAVIES, G.; CROCKETT, P. The strength of welded T - DT joints in rectangular and circular hollow section under variable axial loads. **Journal of Constructional Steel Research**, Great Britain, v. 37, n. 1, p. 1-31, 1996.

DE PAULA, E. V. C. M. **Viga Vierendeel de madeira**. 1982. 152 f. Dissertação (Mestrado em estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 1982.

FERRAND, D. **Ponte sobre o Rio São Lourenço**. 1 fotografia, color. Disponível em: <<http://de.structurae.de/structures/data/photos.cfm?ID=s0000480>>. Acesso em: 08 mar. 2007.

FIRMO, Célio da Silveira. **Arquitetura com perfis tubulares**: uma nova linguagem. Brasil: Vallourec & Mannesmann Tubes, 2005. Disponível em: <www.vmtubes.com.br>. Acesso em: 02 fev. 2006. Informações técnicas.

GESUALDO, F. A. R. **GESTRUT**: Análise e Dimensionamento de Estruturas Reticuladas. **Versão educacional**. Brasil: Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, 2007.

HYDE, T. H.; SAAD, S. B.; KHALID, Y.; LEEN, S. B.; WARRIOR, N. A. A critical assessment of the finite element method for predicting the static strength of tubular T and YT joints. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON TUBULAR STRUCTURES, 8., 1998, Singapore. **Anais...** Tubular Structures VIII. Rotterdam: A. A. Balkema, 1998. p. 293-302.

INSECULA. **Pont des Arts**. 1 fotografia, color. Disponível em: <<http://www.insecula.com/salle/ms00788.html>>. Acesso em: 05 mar. 2007.

JACOBO, G. J. Jules Arthur Vierendeel: pionero del diseño estructural. **Comunicaciones Científicas y Tecnológicas**, Argentina, T-087, 2004. Resumo do artigo publicado em: Universidad Nacional Del Nordeste, Provincia Del Chaco.

JANBERG, N. **Ponte sobre o estreito de Verrazano**. 3 fotografias, color. Disponível em: <<http://en.structurae.de/structures/data/photos.cfm?ID=s0000085>>. Acesso em: 04 mar. 2007.

KIEKÖWER, D. **Edifício Chicago Sears Building**. 1 fotografia, color. Disponível em: <<http://www.emporis.com/en/wm/bu/?id=117064>>. Acesso em: 07 dez. 2006.

KYOSHO. **Robô humanóide**. 1 fotografia, color. Disponível em: <<http://tecnologia.terra.com.br/interna/0,,OI1402091-EI4799,00.html>>. Acesso em: 08 mar. 2007.

LEE, M.M.K. Strength, stress and fracture analyses of offshore tubular joints using finite elements. **Journal of Constructional Steel Research**, [S.l], v. 51, p. 265-286, Apr., 1999.

LIE, S. T.; LI, G. Analysis of cracked T-tubular welded joints using finite and boundary element methods. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON TUBULAR STRUCTURES, 8., 1998, Singapore. **Anais... Tubular Structures VIII**. Rotterdam: A. A. Balkema, 1998. p. 341-347.

LIMA, L. R. O.; NEVES, L. F. C.; SILVA, J. G. S.; VELLASCO, P. C. G. S. Análise paramétrica de ligações T com perfis tubulares em aço através de um modelo de elementos finitos. **CILAMCE 2005**, Guarapará, Espírito Santo, 2005.

MASHIRI, F. R.; ZHAO, X. L.; M. ASCE; GRUNDY, P. Fatigue tests and design of thin cold-formed square hollow section-to-plate T connections under cyclic in-plane bending. **Journal of Structural Engineering**, [S.l], v. 128, n. 1, p. 22-31, Jan., 2002.

MENDANHA, F. O. **Análise de ligações de perfis tubulares em aço do tipo K e KT**. 2006. 128 f. Dissertação (Mestrado em construção metálica) – Universidade Federal de Ouro Preto, Minas Gerais, 2006.

METÁLICA. **Arquitetura Industria e Comercial**. 4 fotografias, color. Disponível em: <www.metalica.com.br>. Acesso em: 02 dez. 2005.

MEYER, K. F. **Estruturas metálicas**: pontes rodoviárias e ferroviárias. Belo Horizonte: KM Engenharia Ltda, 1999. 384 p.

MEYER, K. F. **Estruturas metálicas**: construções com tubos. Belo Horizonte: KM Engenharia Ltda, 2002. 224 p.

MORITA, M.; MAKINO, Y.; KUROBANE, Y.; VEGTE, G. A new ultimate capacity formula for unstiffened CHS joints under compression – Continuous formula between T, TT and X-joints. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON TUBULAR STRUCTURES, 7., 1996, Miskolc, Hungary. **Anais...** Tubular Structures VII. Rotterdam: A. A. Balkema, 1996. p. 165-172.

MOSSOT. J. **Ponte de Antrenas**. 3 fotografias, color. Disponível em: <<http://en.structurae.de/structures/data/index.cfm?ID=s0000421>>. Acesso em: 08 mar. 2007.

MUKHANOV, K. **Estruturas metálicas**. 3. ed. Moscou: Mir, 1980. 519 p.

MÜNCH, C.; ZHAO, X. L.; GRUNDY, P.; MASHIRI, F. R. Fatigue crack initiation and propagation in thin SHS-to-SHS T-joints. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON TUBULAR STRUCTURES, 9., 2001, Düsseldorf, Germany. **Anais...** Tubular Structures IX, Lisse: Swets & Zeitlinger, 2001. p. 269-277.

NARAYANAN, R. Structural connections stability and strength. **Elsevier Applied Science**, London and New York, p. 189-218, 1989.

OCHSENDORF, John. **Ponte de Craigellachie**. 1 fotografia, color. Disponível em: <<http://de.structurae.de/structures/data/index.cfm?ID=s0000268>>. Acesso em: 05 mar. 2007.

OWEN, J. S.; DAVIES, G.; KELLY, R. B. A comparison of the behaviour of RHS bird beak T-joints with normal RHS and CHS systems. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON TUBULAR STRUCTURES, 7., 1996, Miskolc, Hungary. **Anais...** Tubular Structures VII. Rotterdam: A. A. Balkema, 1996. p. 173-180.

PACKER, J. A. **HSS_connex. Versão 1.02**. Canadá: [s.n.], 1999. 2 disquetes.

PACKER, J. A.; HENDERSON, J. E. **Hollow structural section connections and trusses: A Design Guide**. 2nd. ed. Toronto: Canadian Institute of Steel Construction, 1997. 447 p.

PFEIL, W. **Estruturas de aço**. 3. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1982. 584 p.

QUEIROZ, Gilson. **Elementos das estruturas de aço**. 4. ed. Belo Horizonte: [s.n.], 1993. 455 p.

ROOSE, K. **Exemplos de aplicações em vigas Vierendeel**. 5 fotografias, color. Disponível em: <<http://users.pandora.be/karel.roose/vierendeel/vierendeel.html>>. Acesso em: 08 abr. 2006.

_____. **Ensaio da Viga Vierendeel**. 2 fotografias, p&b. Disponível em: <<http://users.pandora.be/karel.roose/vierendeel/vierendeel.html>>. Acesso em: 08 abr. 2006.

SANTOS, A. L. E. F. **Ligações de barras tubulares para estruturas metálicas planas**. 2003. 155 f. Dissertação (Mestrado em estruturas) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, 2003.

SCHULTE, H.; YAGUI, T. **Estruturas de aço: elementos básicos**. 2. ed. São Carlos: [s.n.], 1981. p. 1-12.

SEYFRIED, Claus. **El Kremlin de Moscú**. 3 fotografias, color. Disponível em: <http://www.csey.de/rus/kr1_s.htm>. Acesso em: 07 dez. 2006.

SHERMAN, D. R. HSS for Design Buildings in the United States. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON TUBULAR STRUCTURES, 9, 2001, Düsseldorf, Germany. **Anais... Tubular Structures IX**. Lisse: Swets & Zeitlinger, 2001. p. 87-94.

SÜSSEKIND, J. C. **Curso de análise estrutural**. 5. ed. Rio de Janeiro: Globo, 1983. 310 p.

VALLOUREC & MANNESMANN TUBES. **Arquitetura com perfis tubulares**: uma nova linguagem. Brasil. 14 fotografias, color. Disponível em: <www.vmtubes.com.br>. Acesso em: 07 dez. 2006.

_____. **Perfiles conformados em caliente MSH**: ventajas por calidad. 4 fotografias, color. Disponível em: <www.vmtubes.de>. Acesso em: 08 mar. 2007.

_____. **Perfis em aço estrutural formados a quente**: circulares – quadrados – retangulares. 1 fotografia, color. Disponível em: <www.vmtubes.de>. Acesso em: 08 mar. 2007.

_____. **Products & Services**. 1 fotografia, color. Disponível em: <www.vmtubes.de>. Acesso em: 07 dez. 2006.

VASCONCELOS, A. C. **Pontes brasileiras, viadutos e passarelas notáveis**: Ministério dos transportes – Secretaria executiva. 1 fotografia, p&b. Disponível em: <<http://www.transportes.gov.br/bit/pontes/RJ/padua/GPTPADUA.htm>>. Acesso em: 05 fev. 2006.

VASCONCELLOS, R. M. **InfoBambu**: Espécies e Taxonomia. 2 fotografias, color. Disponível em: <<http://www.bambubrasileiro.com/>>. Acesso em: 07 dez. 2006.

_____. **Arquitetura e Engenharia**. 2 fotografias, color. Disponível em: <<http://www.bambubrasileiro.com/>>. Acesso em: 07 dez. 2006.

VILELA, A. L. M. **Esqueleto humano**. 1 fotografia, color. Disponível em: <<http://www.afh.bio.br/sustenta/sustenta1.asp>>. Acesso em: 07 dez. 2006.

WANG, W.; CHEN, Y. Y. Hysteretic behaviour of tubular joints under cyclic loading. **Journal of Constructional Steel Research**, [S.l.], v. 63, p. 1384-1395, 2007.

WIKIPÉDIA. **Estátua da Liberdade**. 1 fotografia, color. Disponível em: <http://pt.wikipedia.org/wiki/Est%C3%A1tua_da_liberdade>. Acesso em: 07 dez. 2006.

_____. **Bambu.** 1 fotografia, color. Disponível em: <<http://pt.wikipedia.org/wiki/bambu>> Acesso em: 07 dez. 2006.

_____. **World Trade Center.** 1 fotografia, color. Disponível em: <http://pt.wikipedia.org/wiki/World_Trade_Center> Acesso em: 07 dez. 2006.

ZHAO, X. L. Verification of the deformation limit for T-joints in cold-formed RHS sections. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON TUBULAR STRUCTURES, 7., 1996, Miskolc, Hungary. **Anais...** Tubular Structures VII. Rotterdam: A. A. Balkema, 1996. p. 213-220.