



Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia


Luciana Baptista Pedreira

**Avaliação de ligações tubulares tipo T entre CHS com reforço tipo
chapa**

Rio de Janeiro
2015

Luciana Baptista Pedreira

Avaliação de ligações tubulares tipo T entre CHS com reforço tipo chapa



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

Orientadores: Prof. Dr. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima

Prof. Dr. Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco

Rio de Janeiro

2015

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

P371 Pedreira, Luciana Baptista.
Avaliação de ligações tubulares tipo T entre CHS com reforço tipo chapa / Luciana Baptista Pedreira. - 2015.
114 f.

Orientadores: Luciano Rodrigues Ornelas de Lima, Pedro Colmar Gonçalves da Silva Velasco.

Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil. 2. Ligações tubulares – Dissertações.
3. Método dos elementos finitos – Dissertações. I. Lima, Luciano Rodrigues Ornelas de. II. Velasco, Pedro Colmar Gonçalves da Silva. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. IV. Título.

CDU 624:519.62

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

Assinatura

Data

Luciana Baptista Pedreira

Avaliação de ligações tubulares tipo T entre CHS com reforço tipo chapa

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

Aprovado em: 14 de agosto de 2015.

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima (Orientador)
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. Pedro C. G. da S. Vellasco (Orientador)
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. Sebastião Arthur Lopes de Andrade
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-Rio

Prof. Dra. Arlene Maria Cunha Sarmanho
Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP

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

Rio de Janeiro

2015

DEDICATÓRIA

A Deus, por me conceder força e determinação necessárias iluminando meu caminho ao longo de todos estes anos.

Ao meu marido, pelo amor, carinho, incentivo e imenso companheirismo nesta empreitada.

AGRADECIMENTOS

A Deus, em primeiro lugar, e a todos os seres de luz que me guiaram durante esta jornada e me deram força e coragem imprescindíveis para realização deste sonho.

Aos meus pais que me educaram e me transformaram na pessoa que sou. A minha mãe que, incansável, sempre buscou a formação de seus filhos, orientando e mostrando a importância dos estudos na formação de uma pessoa.

Ao meu marido, Luciano Carlos dos Santos, por suportar os momentos de estresse e retribuir com amor e companheirismo.

Ao meu professor e amigo, Prof. Dr. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima, pelo apoio, paciência, compreensão e amizade nesta caminhada. Eterna gratidão pelo compartilhamento, não só dos profundos conhecimentos técnicos, mas também pelo exemplo de caráter, ética e respeito. Após o trabalho e a convivência com sua pessoa, encerro esta jornada como uma profissional e pessoa melhor.

Ao Prof. Dr. Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco, pelo suporte concedido em diferentes fases deste projeto.

A todos os meus colegas de curso, em especial a amiga Raphaella Araújo, pelo companheirismo e pelo compartilhamento do fardo de incontáveis desafios encontrados ao longo desta empreitada.

A todos meus colegas de trabalho pela importância dada na minha formação técnica e profissional.

Ao PGECIV e a UERJ por proporcionar a realização deste sonho factível.

Acredite que você pode, assim você já está no meio do caminho.

Theodore Roosevelt

Todo campeão foi um dia um competidor que se recusou a desistir.

Rocky Balboa

A alegria que se tem em pensar e aprender faz-nos pensar e aprender ainda mais.

Aristóteles

RESUMO

PEDREIRA, Luciana Baptista. *Avaliação de ligações tubulares tipo T entre CHS com Reforço Tipo Chapa*. 2015. 1164f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

Os perfis tubulares sem costura são utilizados em diversos países, principalmente devido às vantagens associadas à estética a sua elevada resistência à torção, cargas axiais e efeitos combinados. Canadá, Inglaterra, Alemanha e Holanda utilizam de forma veemente estas estruturas e possuem produção contínua e industrializada com alto nível de desenvolvimento tecnológico. O Brasil, porém, se limitava praticamente ao uso destes perfis nas coberturas espaciais. Devido ao aumento da utilização desses tipos de estruturas, fez-se necessário o aprofundamento dos estudos com métodos de análise coerentes para utilização de perfis tubulares, principalmente em relação às ligações, pois são consideradas regiões vulneráveis neste tipo de estrutura. Para atender a necessidade de normatização deste procedimento desenvolveu-se uma norma brasileira específica para o dimensionamento de estruturas em perfis tubulares. Considerando esta perspectiva, este trabalho apresenta uma análise de ligações tipo “T” com reforço tipo chapa com perfis tubulares circulares (CHS) para o banzo e para o montante efetuada com base na norma europeia, Eurocode 3, no CIDECT, na NBR 16239:2013 e ISO 14346. Desenvolveu-se no programa Ansys um modelo de elementos finitos para cada tipo de ligação analisada, calibrado e validado com resultados experimentais e numéricos existentes na literatura. Verificou-se a influência da compressão atuante no montante no comportamento global das ligações. As não-linearidades físicas e geométricas foram incorporadas aos modelos a fim de se mobilizar totalmente a capacidade resistente desta ligação. A não-linearidade do material foi considerada através do critério de plastificação de von Mises através da lei constitutiva tensão versus deformação bilinear de forma a exibir um comportamento elasto-plástico com encruamento. A não-linearidade geométrica foi introduzida no modelo através da Formulação de Lagrange Atualizada. A análise dos esforços resistentes obtidos em comparação com os resultados do modelo numérico, apresentaram valores a favor da segurança no cálculo utilizando as equações de dimensionamento. Por fim um estudo para fatores de correção das equações de dimensionamento foi também proposto.

Palavras-chave: Ligações Tubulares; Análise Numérica; Método dos Elementos Finitos; Análise Não-Linear.

ABSTRACT

Seamless tubular profiles are used in several countries, mainly due to the advantages associated to aesthetics, high torsional stiffness and ability to sustain axial loads and combined effects. Canada, England, Germany and the Netherlands frequently use these structures having a continuous industrialized production with high level of technological development. In the past few years the use of these elements in Brazil was practically limited to 3D trusses. This scenario has changed due to the increased use of these types of structures ratifying the pressing needs for studies associated to their structural response and in particular, the complete understanding of their structural joints. In order to provide guidelines for the design joints a Brazilian standard was recently approved for tubular joints structural design. Within this perspective, the present study presents an analysis of "T" tubular joints with circular hollow sections (CHS) based on the Eurocode 3, CIDECT, NBR 16239: 2013 and ISO 14346. A finite element model for each joint type was developed in the Ansys program. These models were calibrated and validated against experimental and numerical results present in the literature. The results proved the substantial influence of the flange compression forces over the joints overall behaviour. Physical and geometrical nonlinearities were incorporated into the models in order to fully mobilize their structural capacity. The material nonlinearity was considered by the adoption of the von Mises criteria and a bilinear stress versus strain response to represent an elastic-plastic strain hardening behaviour. The geometric nonlinearity has been introduced into the model through Updated Lagrangian formulation. The numerical analysis results were compared to the design standard predictions results and proved the conservatism of the design equation values. Finally, correction factors were proposed to the standard design equations to better match them to the numerical results.

Keywords: Hollow Section Joints; Numerical Analysis; Finite Element Analysis; Non-Linear Analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Estádio das Dunas – Natal – parte1	18
Figura 2 - Palácio da Abolição – Fortaleza [4].....	19
Figura 3 - Ópera de Arame – Curitiba [5]	19
Figura 4 - Reforço em um Treliça Global – UFRJ - Rio de Janeiro	23
Figura 5 - Detalhe do Reforço na Ligação K entre RHS e CHS da Treliça – UFRJ - Rio de Janeiro	23
Figura 6 – Comportamento das seções à flexão [51].	36
Figura 7– Curvas de Flambagem [51]	43
Figura 8 – Modos de ruína para ligações tubulares [9]	47
Figura 9 – Parâmetros geométricos da ligação T entre CHS [55]	49
Figura 10 – Modos de falha em ligações entre perfis tubulares circulares [9]	49
Figura 11– Curva Carga versus Deslocamento na Análise de Estados Limites.....	53
Figura 12 – Deformação Δ na face do banzo sob o montante comprimido para o modo de falha A [34]	53
Figura 13 – Método para obtenção da carga resistente [34]	54
Figura 14 – Nós do Elemento SHELL181 [11].....	55
Figura 15 – Geometria do Elemento SHELL181 [11]	56
Figura 16 – Ligação T - modelo EX-07 [11].....	57
Figura 17 – Seção transversal do perfil CHS [57]	57
Figura 18 – Malha de elementos finitos do modelo numérico [11]	58
Figura 19 – Curva da Relação Carga x Deslocamento [57]	59
Figura 20 – Curva tensão versus deformação do material [60].....	62
Figura 21 – Reforço tipo chapa	62
Figura 22– Detalhe da malha do reforço [57]	63
Figura 23 – Comparação dos métodos de modelagem do reforço [57].....	64
Figura 24 – Arranjo geral do modelo [16]	66
Figura 25 – Curvas extraídas da análise de Vegte [19].....	66
Figura 26 – Seção transversal da ligação do modelo EX-07 [16].....	68
Figura 27 – Deformada do modelo experimental e numérico da seção transversal da ligação do modelo EX-07 [19]	68
Figura 28 – Modelo para o cálculo da ovalização do banzo [16].....	69

Figura 29 – Curvas de Calibração para o modelo EX-07	70
Figura 30 – Curvas de Calibração para o modelo EX-11	71
Figura 31 – Deformação para o modelo EX-11	71
Figura 32 – Evolução da Tensão de von Mises no banzo - EX-07 (em MPa)	73
Figura 33 – Evolução da Tensão de von Mises no banzo - EX-11 (em MPa)	74
Figura 34 – Comparação dos gráficos com alteração de f_y da placa de reforço	75
Figura 35 – Grupo 1 - CHS 323,8 x 8 e CHS 101,6 x 6,3.....	81
Figura 36 – Grupo 2 - CHS 323,8 x 8 e CHS 82,5 x 6,3.....	82
Figura 37 – Grupo 3 - CHS 254 x 6,3 e CHS 152,4 x 6,3.....	83
Figura 38 – Grupo 4 - CHS 203,2 x 6,3 e CHS 120 x 6,3.....	84
Figura 39 – Grupo 5 - CHS 152,4 x 6,3 e CHS 82,55 x 6,3.....	85
Figura 40 – Grupo 6 - CHS 139,7 x 6,3 e CHS 82,55 x 6,3.....	87
Figura 41 – Ganho de resistência x variação de 2γ	87
Figura 42 – Banzo CHS 323,8 x 8 mm (Grupo 9).....	90
Figura 43 – Banzo CHS 254 x 6,3 mm (Grupo 10).....	91
Figura 44 – Banzo CHS 203,2 x 6,3 mm (Grupo 11).....	91
Figura 45 – Banzo CHS 152,4 x 6,3 (Grupo 12).....	92
Figura 46 – Banzo CHS 139,7 x 6,3 (Grupo 13).....	92
Figura 47 – Razão $N_{1,Rd} / N_{def}$ e nova razão $N_{1,Rd} / N_{def}$	99
Figura 48 – Razão $N_{1,Rd} / N_{def}$ e nova razão $N_{1,Rd} / N_{def}$	102
Figura 49 – Comparação das novas equações ISO14346 e EC3/NBR16239	103

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação de seções [51]	37
Tabela 2 – Valor de χ em função do índice de esbeltez λ_0 [9]	41
Tabela 3 – Seleção da Curva de Flambagem [51]	44
Tabela 4 – Características dos modelos analisados [16]	65
Tabela 5 – Características do modelo EX-07 e EX-11 [16]	69
Tabela 6 – Características dos Modelos Numéricos (sem reforço e com reforço) ...	78
Tabela 7 – Características geométricas e resistências dos modelos numéricos para EC3 1-8 [13] e NBR 16239:2013 [9] ($N_{1,Rd}$) [kN]	79
Tabela 8 – Características geométricas e resistências dos modelos numéricos para ISO 14346 [15] ($N_{1,Rd}$) [kN]	80
Tabela 9 – Análise da influência do comprimento do reforço no ganho de carga da ligação do grupo 1	81
Tabela 10 – Análise da influência do comprimento do reforço no ganho de carga da ligação do grupo 2	82
Tabela 11 – Análise da influência do comprimento do reforço no ganho de carga da ligação do grupo 3	83
Tabela 12 – Análise da influência do comprimento do reforço no ganho de carga da ligação do grupo 4	84
Tabela 13 – Análise da influência do comprimento do reforço no ganho de carga da ligação do grupo 5	85
Tabela 14 – Análise da influência do comprimento do reforço no ganho de carga da ligação do grupo 6	86
Tabela 15 – Características dos Modelos Numéricos sem reforço	88
Tabela 16 – Características dos Modelos Numéricos com reforço	89
Tabela 17 – Influência do reforço nas ligações do grupo 9	92
Tabela 18 – Influência do reforço nas ligações do grupo 10	93
Tabela 19 – Influência do reforço nas ligações do grupo 11	93
Tabela 20 – Influência do reforço nas ligações do grupo 12	93
Tabela 21 – Influência do reforço nas ligações do grupo 13	94
Tabela 22 – Síntese do ganho percentual de resistência das ligações com reforço por grupo	94

Tabela 23 – Análise da equação para ligação tipo Tentre perfis CHS sem reforço ..	95
Tabela 24 – Razão $N_{1,Rd} / N_{def}$ pelo EC3 1-8 [13] e NBR 16239 [9]	96
Tabela 25 – Comparativo entre a razão $N_{1,Rd} / N_{def}$ e a nova razão razão $N_{1,Rd} / N_{def}$...	98
Tabela 26 – Razão N_1 / N_{def} pela ISO 14346 [15]	100
Tabela 27 – Comparativo entre a razão N_1 / N_{def} e a nova razão razão N_1 / N_{def}	101

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

CHS	Circular Hollow Section
CIDECT	International Committee for the Development and Study of Tubular Structures
EC3	Eurocode 3 – European Committee for Standardisation – Design of Steel Structures
EC3 1-1	Eurocode 3 – Parte 1-1: Design of Steel Structures – General rules and rules for buildings
EC3 1-8	Eurocode 3 – Parte 1-8: Design of Steel Structures – Design of joints
EHS	Elliptical Hollow Section
FEN	Faculdade de Engenharia
IIW	International Institute of Welding
NBR 16239	Norma Brasileira: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares
PN 02.125.03-004	Projeto de Norma Brasileira (Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares)
RHS	Rectangular Hollow Section
UERJ	Universidade do Estado do Rio de Janeiro

LISTA DE SÍMBOLOS

A_0	área da seção transversal do banzo
A_g	área bruta da seção transversal
E	módulo de elasticidade do aço
L_{cr}	comprimento de flambagem
M_e	Momento elástico
M_{pl}	Momento plástico
M_y	Momento plástico
$M_{0,sd}$	momento fletor aplicado no banzo
$N_{b,Rd}$	valor de cálculo da resistência plástica à compressão
N_{cr}	carga crítica de Euler
N_{def}	carga resistente da ligação obtida pelo critério de deformação limite
N_e	força axial de flambagem elástica
N_{ed}	valor de cálculo do esforço axial solicitante
N_{pico}	carga de pico da ligação
N_S	carga correspondente ao deslocamento de 1% da largura do banzo
N_u	carga correspondente ao deslocamento de 3% da largura do banzo
$N_{0,sd}$	esforço normal no banzo
$N_{1,Rd}$	resistência plástica da face superior do montante
Q	fator de redução total associado à flambagem local
Q_f	parâmetro proposto pela ISO 14346 [15] influenciado pelo carregamento aplicado no banzo
Q_u	parâmetro proposto pela ISO 14346 [15] influenciado pelos parâmetros geométricos
W_{pl}	módulo plástico resistente da seção do banzo
d_0	diâmetro do banzo na ligação
d_1	diâmetro do montante na ligação
f_y	tensão limite de escoamento do aço
f_{y0}	tensão de escoamento do banzo
i	raio de giração da seção
l_c	comprimento do reforço na ligação
l_d	largura do reforço na ligação

t	espessura dos elementos
t_d	espessura do reforço na ligação
t_0	espessura do banzo na ligação
t_1	espessura do montante na ligação
ε	parâmetro de normalização da resistência do aço
λ	parâmetro de esbeltez de elementos comprimidos dado pela NBR 8800:2008
λ_p	Índice de esbeltez adimensional reduzido
λ_r	parâmetro para classificação de seção dado pela NBR 8800:2008
χ	fator de redução
λ_0	índice de esbeltez reduzido
$\bar{\lambda}$	coeficiente de esbelteza adimensional
α	fator de imperfeição
β	razão entre o diâmetro do montante e o diâmetro do banzo
γ	razão entre o diâmetro do banzo e duas vezes a sua espessura
θ	ângulo entre o montante e o banzo na ligação
γ_{M5}	fator de segurança utilizado pelo Eurocode
Δ	deformação na face do banzo sob o montante

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	17
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	26
1.1 Generalidades	26
2 DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS TUBULARES	35
2.1 Caracterização das seções	35
2.2 Critérios de Dimensionamento	38
2.2.1 Generalidades	38
2.2.2 Dimensionamento de elementos tubulares comprimidos.....	39
2.2.3 Fator de redução de barras comprimidas	40
2.2.4 Dimensionamento a compressão	41
3 DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES ENTRE ELEMENTOS TUBULARES	45
3.1 Generalidades	45
3.2 Ligações tipo T entre perfis circulares	48
3.3 Critérios de Deformação Limite.....	52
4 MODELO NUMÉRICO	55
4.1 Introdução	55
4.2 Análise Não-Linear	60
4.3 Ligação T reforçada.....	62
4.4 Experimental	64
4.5 Calibração do Modelo Numérico	69
5 ANÁLISE PARAMÉTRICA	76
5.1 Introdução	76
5.2 Avaliação da Influência do Comprimento do Reforço Tipo Placa.....	76
5.3 Avaliação da Influência do Parâmetro β	88
5.4 Proposta de equações para dimensionamento	94
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	104
6.1 Introdução	104
6.2 Principais conclusões	105
6.3 Sugestões para trabalhos futuros.....	106

REFERÊNCIAS.....	107
------------------	-----

INTRODUÇÃO

Generalidades

Atualmente, a utilização de perfis tubulares na construção civil brasileira apresenta-se em crescimento acelerado devido às vantagens que vão além da estética modernista. As formas geométricas são as mais indicadas para resistir, de maneira econômica, às altas solicitações de cargas axiais, torção e efeitos combinados, possuindo elevada eficiência estrutural. Este desempenho é responsável pela larga aplicação em países da Europa e de outros continentes. Entre suas vantagens estão:

- significativa redução do número de pilares, o que promove vãos livres de maiores dimensões;
- alta velocidade do processo construtivo reduzindo prazos de construção;
- montagem industrial com alta precisão, extinguindo os desperdícios decorrentes de improvisações, correções e adequações;
- facilidade de utilização de materiais complementares pré-fabricados;
- aplicação em estruturas mistas (tubos preenchidos com concreto), principalmente no caso de colunas;
- resistência adicional e boa proteção contra fogo em peças comprimidas com seções tubulares mistas;
- menor área de superfície, se comparadas com as seções abertas, o que proporciona menores custos de pintura e menor área a ser protegida contra o fogo, facilitando os serviços de manutenção e minimizando seus custos.

A gama de possibilidades de utilização do aço na construção civil é enorme com diversas vantagens arquitetônicas conforme apresentado na Figura 1.



a) Arquitetura Estádio das Dunas – Natal [1]



b) Estrutura Estádio das Dunas – Natal [2]

Figura 1 – Estádio das Dunas – Natal – parte1

A história dos tubos de aço começa a partir da segunda revolução industrial, iniciada na segunda metade do século XIX, quando o acelerado desenvolvimento da siderurgia abriu um novo segmento de mercado: a alteração do aço em tubos, perfis e estampados. Em 22 de agosto de 1886, dois irmãos Reinhardt e Max, filhos do industrial Mannesmann, conseguiram produzir seu primeiro tubo sem costura. Este processo de fabricação de tubos de aço inovou a indústria de tubos [3].

Como exposto na sua patente de 1886, o processo consiste em: "uma laminação progressiva de um corpo de aço furado, fixado numa armação adequada, e animado em um movimento que vai e vem que irá transformá-lo, aos poucos, em

um tubo". Entre 1886 e 1888, os Mannesmann, construíram quatro fábricas de tubos. Naquela época, devido à corrida armamentista, multiplicavam-se pedidos de obuses, navios de guerra, caldeiras, etc. No Brasil, em 12 de agosto de 1954, foi inaugurada a Usina Integrada do Barreiro, em Belo Horizonte, pela Mannesmannröhren-Werke, por solicitação do governo brasileiro. Sua finalidade era atender à procura de tubos de aço sem costura por parte da emergente indústria de petróleo brasileira. Desde então, embora o tubo sem costura estivesse disponível no mercado, sua aplicação na construção civil era insignificante. Sua utilização passou a ser observada em algumas obras isoladas tal como a construção do "Palácio da Abolição", sede do Governo do Ceará e a Ópera de Arame, um dos principais cartões postais de Curitiba, como se observa na Figura 2 e na Figura 3 [3].



Figura 2 - Palácio da Abolição – Fortaleza [4]



Figura 3 - Ópera de Arame – Curitiba [5]

O surgimento e difusão dos perfis tubulares motivaram a fundação do CIDECT (International Comitee for the Development and Study of Tubular Structures), em 1962, que é a maior entidade internacional de fabricantes de perfis tubulares. O CIDECT patrocina pesquisas com o intuito de aprimorar resultados na fabricação como na execução das construções em perfis tubulares.

O uso deste tipo de estrutura aqui no Brasil intensificou-se devido a maior oferta proporcionada pelo início da produção de perfis tubulares sem costura para a construção civil pela Vallourec & Mannesmann do Brasil, V&M [6], atual Vallourec e pelos perfis tubulares com costura fabricados pela TUPER S.A. [7].

A fabricação dos tubos de aço produz tubos classificados como com e sem costura. Os tubos com costura são fabricados a partir de chapas de aço dobradas e soldadas no encontro das extremidades. A distribuição de tensões residuais é distinta em cada tipo de tubo, em função de cada processo de fabricação. Nos tubos sem costura, a distribuição de tensões residuais é mais uniforme, conduzindo a um melhor desempenho do aço em seu emprego estrutural [8].

A eficiência estrutural dos perfis tubulares deve-se à forma da seção transversal, que por ser uma seção fechada e apresentar material em pontos mais distantes do centro de massa, resulta em uma capacidade de resistir às altas solicitações de projeto. Os perfis tubulares podem ter quatro geometrias diferentes: a circular (CHS - Circular Hollow Section), a retangular (RHS - Rectangular Hollow Section), a quadrada (SHS - Square Hollow Section) e a elíptica (EHS - Elliptical Hollow Section).

As seções tubulares circulares (CHS) possuem pontos equidistantes em relação ao centróide, o que proporciona uma distribuição de tensões muito eficiente, porém, exigem mão de obra bastante especializada para ligações entre dois perfis tubulares circulares. Já as seções tubulares retangulares (RHS) ou quadradas (SHS) permitem extrema facilidade para ligar umas as outras, pois possuem superfícies planas sendo bastante utilizadas em colunas e treliças planas.

O custo unitário do material é mais alto em relação aos perfis de seções abertas. Porém, pode-se compensar esta desvantagem pelas inúmeras qualidades apresentadas pelas seções tubulares. Várias construções executadas com estes perfis comprovam que esta solução estrutural pode ser economicamente competitiva em relação às estruturas convencionais.

A montagem das estruturas destaca-se na utilização de um sistema industrial de alta precisão, capaz de reduzir significativamente os desperdícios oriundos de improvisações e adequações, correções habituais nos métodos convencionais de construção. Esta vantagem possibilita a obtenção de orçamentos mais precisos, reduzindo significativamente os prazos de construção e os custos de gerenciamento do canteiro de obras, fato que antecipa o retorno de capital.

Motivação

Nos últimos anos, houve um aumento significativo da utilização dos perfis tubulares em Construção Civil no Brasil, conforme mencionado anteriormente. Trabalhos de pesquisas têm sido desenvolvidos sistematicamente para melhor compreensão do comportamento estrutural, visando aperfeiçoamento dos projetos.

Para aceitação de um projeto, a otimização da estrutura dá-se pelo comportamento global, o que preconiza que o dimensionamento dos elementos construtivos, bem como a configuração das ligações, resulte em uma capacidade adequada das solicitações estruturais. Sabe-se que as ligações representam regiões críticas nas estruturas tubulares, assim deve-se ter especial atenção com as mesmas. Investigações experimentais e numéricas são fundamentais para compreender o comportamento das diversas alternativas de projeto e respaldar as formulações analíticas.

Frente a difusão das estruturas tubulares, o mercado demanda continuamente respaldo técnico para os calculistas embasarem seus projetos no devido comportamento estrutural que o projeto solicita. Diante do exposto, impõe-se a necessidade de divulgação e implementação do uso desse tipo de perfil para fins estruturais, o que promoveu o desenvolvimento da norma de perfis tubulares no Brasil – NBR 16239:2013 [9], com foco principal no dimensionamento das ligações. A padronização brasileira de projeto dispensa a utilização de normas internacionais. Neste cenário, faz-se cada vez mais necessária, a ampliação do número de trabalhos de pesquisa de forma a garantir a qualidade da norma e dar respaldo

técnico aos projetistas, principalmente no que tange ao dimensionamento das ligações.

Objetivo

As pesquisas no campo das estruturas tubulares eram limitadas na maioria das vezes à estudos de combinação de análises analíticas e experimentais. Com o desenvolvimento dos métodos computacionais, obteve-se importantes avanços na percepção do comportamento das estruturas tubulares, principalmente no desempenho das ligações [10]. Para aumentar a resistência local na ligação, eliminando a necessidade da substituição dos perfis tubulares, pode-se utilizar reforço como as placas e os colares na região de encontro entre o banzo e o montante. O reforço pode aprimorar significativamente a resistência da ligação T mantendo o material com pouca variação do peso, o que proporciona estruturas leves e mais resistentes.

O presente trabalho tem como objetivo realizar um estudo numérico de ligações tipo T com perfis tubulares circulares (CHS) para o banzo e para o montante através de um modelo em elementos finitos desenvolvido no programa Ansys [11].

Metodologia

O estudo propiciará avaliar o comportamento das ligações com reforço tipo chapa no banzo, quando submetidas à esforço normal de compressão no montante.

A primeira etapa do estudo consiste na análise paramétrica de ligações tipo “T” de perfis circulares, através da resistência última da ligação obtida pelo critério de deformação limite [12], proposto por inúmeros autores, e comparando os resultados com os valores obtidos com base nas norma europeia, EC3 1-8 [13] para seções de classes 1 e 2, no CIDECT [14], ISO 14346:2013 [15] e NBR 16239:2013 [9] para seção compacta.

Este estudo foi realizado para ligações com reforço no banzo submetidas a esforço de compressão no montante. Este tipo de reforço é comum em estruturas que necessitam de ganho de resistência apenas na ligação conforme apresentado na Figura 4 e na Figura 5. As não linearidades físicas e geométricas foram incorporadas aos modelos, a fim de se mobilizar totalmente a capacidade resistente desta ligação.



Figura 4 - Reforço em um Treliça de tamanho real – UFRJ - Rio de Janeiro



Figura 5 - Detalhe do Reforço na Ligação K entre RHS e CHS da Treliça – UFRJ - Rio de Janeiro

Propõe-se realizar também, um estudo das formulações analíticas preconizadas pela NBR 16239:2013 [9] para seção compacta.

Desta forma, por meio de trabalhos existentes na literatura técnica nacional e internacional, foram revisados e verificados os critérios de projeto e dimensionamento de estruturas tubulares. Foi desenvolvido um modelo numérico de ligações do tipo T entre perfis circulares com reforço no banzo através do programa Ansys v.12.0 [11], calibrando e validando os modelos com resultados experimentais e numéricos encontrados na literatura técnica internacional. Observou-se o comportamento dos modelos calibrados sujeitos a carregamento estático, avaliando e quantificando a resistência das ligações para estabelecer um quadro comparativo com o objetivo de avaliar a consistência das fórmulas sugeridas pela Norma Brasileira 16239:2013 [9].

Estrutura da dissertação

Neste capítulo foram levantados aspectos quanto a aplicação das estruturas tubulares no Brasil e no mundo, assim como o objetivo e a motivação para a pesquisa do comportamento estrutural do reforço com placa na ligação tubular tipo “T”.

No capítulo um são apresentados resumos das principais revisões bibliográficas de trabalhos existentes na literatura em relação às pesquisas de ligações tubulares, com intuito de relacionar esta dissertação em um panorama geral e mundial.

O capítulo dois apresenta os principais critérios e fórmulas de dimensionamento de elementos tubulares conforme preconiza o EC3 1-8 [13], a NBR 16239:2013 [9] e a ISO 14346 [15].

No capítulo três são apresentados os principais critérios e fórmulas de dimensionamento para as ligações tubulares do tipo “T” conforme preconiza o EC3 1-8 [13], a NBR 16239:2013 [9] e a ISO 14346 [15].

No capítulo quatro são apresentadas as considerações necessárias para preparação e calibração do modelo numérico em elementos finitos desenvolvido no programa Ansys [11]. A calibragem do modelo foi realizada através da comparação

dos resultados obtidos com os resultados experimentais apresentados por Choo *et al.* [16].

O capítulo cinco apresenta uma descrição das características dos modelos numéricos das ligações tipo T com reforço de placa entre perfis circulares usados na análise paramétrica desenvolvida no presente trabalho. Também é realizada, neste capítulo, uma análise da consistência das equações propostas para o dimensionamento das ligações com as respectivas normas utilizadas. No capítulo seis se realiza a análise paramétrica com intuito de avaliar os efeitos de parâmetros geométricos na capacidade da ligação e pesquisar a amplitude do campo de aplicação das formulações analíticas.

Finalmente, o capítulo seis apresentará as conclusões obtidas nesta pesquisa como também algumas recomendações para trabalhos futuros.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1 Generalidades

Durante a realização desta dissertação foram realizadas diversas pesquisas de trabalhos sobre estruturas tubulares - com um enfoque maior nas ligações - elaborados por vários pesquisadores nos últimos anos. Esta investigação teve o objetivo de subsidiar o entendimento da análise de ligações soldadas entre perfis tubulares, situando esta dissertação em um contexto atual e mundial.

Choo et al. [16] realizaram ensaios experimentais em ligações T com reforço tipo colar e tipo chapa na região da ligação entre perfis tubulares circulares. A pesquisa teve o objetivo de investigar o comportamento das ligações sujeitas a carregamento axial estático. Os autores pesquisaram a influência das forças axiais (tração e compressão) e parâmetros geométricos β e γ em 8 modelos com reforço e 4 sem reforço. A pesquisa evidenciou que quando a carga axial no montante é de compressão, o principal mecanismo de falha é a plastificação da face superior do banzo na região do contorno do reforço. Os ensaios comprovaram que o reforço aumenta de forma significativa a resistência da ligação. Quando β é igual a 0,54, os resultados revelam acréscimo de 39% para o montante sujeito a compressão e 16% para montante sujeito a tração. O ganho de resistência foi maior para β igual a 0,28, em torno de 53% para montantes comprimidos e 28% para montantes tracionados.

Vegte et al. [17] apresentaram em 2002, um programa de pesquisas numéricas com o objetivo de investigar incongruências nas formulações das resistências das ligações em perfis tubulares circulares e retangulares em relação aos efeitos da tensão no banzo propostas pelo EC3 1-8 [13]. Os resultados encontrados mais adequados mostraram que o efeito da pré-tensão na resistência do banzo da ligação tipo K com CHS é alcançado considerando a máxima tensão no banzo, ao invés da pré-tensão como considera o EC3 1-8 [13]. O autor relata que seu modelo numérico foi comparado e calibrado com resultados obtidos no programa experimental conduzido por Koning em 1981 [18], demonstrando uma boa

conformidade entre a curva carga *versus* deslocamento numérica e experimental para a rigidez inicial, para a carga de pico e para o comportamento após pico.

Vegte et al. [19] apresentaram em 2005, uma pesquisa onde descrevem um programa de simulações numéricas com um estudo paramétrico, objetivando relacionar um estudo comparativo com os resultados experimentais propostos por Choo et al. [16] em 2003. Os autores notaram que as curvas carga *versus* deslocamento apresentaram um comportamento similar nas análises experimentais e numéricas, o que foi ratificado com o confronto entre a deformada das seções obtidas por meio dos ensaios e a correspondente deformada das seções extraídas nas análises numéricas. Concluiu-se que para ligações em que o modo de falha principal é a plastificação da seção, a análise numérica fornece subsídios confiáveis das curvas carga *versus* deslocamento. Os autores constataram que dependendo dos parâmetros geométricos da ligação T, os modos de falha variam entre dois tipos. No modo um, ocorre plastificação da seção do banzo e deformação da placa de reforço. No modo dois, a parede do banzo assim como a placa de reforço apresentam uma acentuada deformação e plastificação. A pesquisa demonstrou que um acréscimo na largura da placa de reforço aumenta de forma significativa a resistência da ligação. Contudo, somente para a ligação que falha pelo modo 2, o aumento da espessura da placa provoca aumento na resistência última.

Vegte e Makino [20] avaliaram a resistência última de ligações tipo T com perfis tubulares circulares considerando os efeitos de carregamento axial de tração e compressão no banzo, variando-se os parâmetros geométricos β - razão entre o diâmetro do montante e o diâmetro do banzo - e 2γ - razão entre o diâmetro do banzo e a sua espessura. Os autores aplicaram carga axial e momento fletor no banzo com o objetivo de eliminar o efeito da flexão no banzo causado pelo carregamento axial no montante derivando assim, a resistência local da ligação T. Foi utilizado o programa ABAQUS/Standart (2003) [21] para a realização da análise numérica considerando a não linearidade geométrica e de material. Uma nova formulação da resistência última é proposta para ligações T sujeitas a um pré-carregamento no banzo, respaldada nos resultados da modelagem numérica, demonstrando a interação entre carregamento axial no montante e momentos fletores no banzo.

Mendes [22] realizou uma análise teórica, numérica e experimental de ligações soldadas dos tipos T, K e KT, de seção tipo RHS para o banzo e CHS para

o montante e diagonais. O trabalho foi embasado na avaliação dos resultados obtidos nos ensaios experimentais em comparação com resultados obtidos nas análises numéricas e nas análises teóricas realizadas a partir das equações e diretrizes do EC3 1-8 [13]. As análises experimentais indicaram que a relação entre as cargas experimentais e as de projeto, assim como a relação entre os resultados numéricos, possuem boa correlação de resultados somente para ligação tipo T.

Shao et al. [23] realizaram análises experimentais em perfis tubulares circulares em ligações T com aplicação do reforço tipo colar. Este tipo de reforço é projetado para estruturas já existentes em que os esforços solicitantes são maiores que os projetados na fase de concepção e execução. Observou-se neste experimento um ganho significativo da resistência da ligação.

Shao [24] em 2006, averiguou a influência dos parâmetros geométricos γ - relação entre o raio e a espessura do banzo; β - relação entre os diâmetros do banzo e dos membros e T - relação entre as espessuras dos membros e do banzo. Considerando que a distribuição de tensões é mais crítica na solda, este estudo teve foco nesta região das ligações tubulares tipo T e K submetidas a carregamento axial no montante. A propagação das tensões provoca um efeito crítico na ruptura por fadiga, sendo influenciada principalmente pelo tipo de carregamento e geometria do nó. Com os resultados obtidos, concluiu-se que a espessura da parede do banzo tem efeito significativo na distribuição de tensão para ambos os tipos de ligações, enquanto que a espessura dos elementos tem pouca influência em tal distribuição de tensão. O autor destacou ainda, que o parâmetro β tem efeitos diferenciados na distribuição de tensão para as ligações T e K.

Feng e Young [25] fizeram comparação entre os resultados obtidos pelo programa ABAQUS [21], ensaios experimentais, CIDECT [12] e Eurocode 3 [13] para ligações entre elementos tubulares do tipo "T" e "X" em que consideraram fatores como geometria da solda, condições de contorno, modos de carregamento, comprimento do banzo e propriedades dos materiais.

Green e Schlafly [26] efetuaram pesquisas na aplicação de solda em ligações T. O estudo teve foco no ângulo de 90° na execução da solda em filete. Também observou-se que quanto mais complexa for a estrutura, mais complexa também será a execução da solda.

Lima et al. [27] realizaram uma análise numérica pelo Método dos Elementos Finitos em ligações T formadas por perfis tubulares retangulares – RHS. O objetivo

do estudo foi pesquisar o emprego das equações propostas no EC3 1-8 [13] por meio de comparações de resultados retirados de diversas revisões bibliográficas. Verificou-se que os resultados obtidos para determinadas situações de geometria da ligação mostraram valores contra a segurança.

Gho e Yang [28] apresentaram algumas propostas de equações para dimensionamento de ligações soldadas do tipo “Y” e “T”, com perfis tubulares circulares – CHS. O estudo foi realizado em uma estrutura com carga axial de compressão no montante e foi criado um modelo em elementos finitos calibrado com os resultados dos testes experimentais.

Bittencourt [29] produziu dois modelos numéricos, um para ligação tipo “T” entre perfis tubulares quadrados e outro para ligação tipo “K” entre perfis circulares, com objetivo de analisar a resistência das ligações pela comparação entre o critério de deformação limite e os resultados obtidos pelo Eurocode 3 [13]. Os resultados encontrados para as ligações T, na análise paramétrica, mostraram que o Eurocode 3 [13] provém de fórmulas que necessitam serem revistas. Entretanto, para as ligações K, os resultados numéricos manifestaram valores que proporcionaram dimensionamento a favor da segurança, porém antieconômicos.

Affonso et al. [30] fizeram um estudo paramétrico para ligações tipo “T” com perfis tubulares retangulares para o banzo e perfis circulares para o montante, com carga axial de tração aplicada no montante. O modelo em elementos finitos foi calibrado com embasamento em um resultado experimental. Os resultados numéricos obtidos provaram que as fórmulas propostas no Eurocode 3 [13] e no CIDECT [12] fornecem valores compatíveis com os obtidos na análise numérica após a alteração do critério de deformação limite proposto por Zhao [31].

Zhao [31] estabeleceu no ano 2000, que o critério de deformação limite proposto por LU *et al.* [36] embasado em ensaios realizados em ligações de perfis laminados a quente também se mostra eficaz para ligações em perfis conformados a frio, o que o autor comprovou através de estudos em ligações tipo T entre perfis RHS. O autor verificou também que o critério de deformação limite aplica-se para perfis formados a frio com $0,8 \leq \beta \leq 1,0$ para o modo de falha de plastificação das paredes do banzo. Quanto ao modo de falha de plastificação da face do banzo, para $0,6 \leq \beta \leq 0,8$ ou $2\gamma \leq 15$, o que controla o dimensionamento é resistência última aferida por 3% da largura do banzo e para $0,3 \leq \beta < 0,6$ e $2\gamma > 15$, a carga de serviço retratada por 1% da largura do banzo controla o dimensionamento.

Oliveira et al. [32] apresentaram um estudo do comportamento de ligação “T” entre perfis tubulares CHS com aplicação de carga axial de tração no montante. Pelo Eurocode 3 [13], o dimensionamento ficou a favor da segurança em 95% da amostra analisada, já pelo CIDECT [12], os resultados quanto a segurança foram desfavoráveis em 20% dos casos. Também foram realizadas análises para o modelo com adição de cargas axiais de tração e compressão no banzo, verificando-se uma diminuição da resistência da ligação para ambos os tipos de esforços aplicados.

Mashiri e Zhao [33] consideraram a aplicação de momento fletor até a plastificação do banzo em uma ligação tubular do tipo “T” com perfis de paredes finas CHS no montante e RHS banzo. Foi possível identificar que para várias ligações são mantidas as características de trabalhabilidade até o estado limite de serviço, estágio atingido quando o deslocamento é de 1% do diâmetro do banzo. Quando a deformação atinge 3% da largura do banzo, foi proposta a adoção do estado limite último, conforme os resultados encontrados. Os autores observaram que os limites de deformação para plastificação da face do banzo obtiveram uma boa correlação com os valores obtidos através das equações de dimensionamento do CIDECT [12] e do EC3 1-8 [13], para valores de β entre 0,34 e 0,64.

Nunes [34] realizou uma análise comparativa entre modelos numéricos de ligações tubulares soldadas tipo “T”, “K” com afastamento e “KT” com afastamento, com perfil retangular no banzo e circular no montante e nas diagonais. Observou-se que os modelos de maior esbeltez possuem uma rigidez inicial maior, assim como se detectou que o modo de falha que predomina é a plastificação da face superior do banzo e que as ligações também aumentam a sua capacidade resistente com um parâmetro β maior.

Korol e Mirza [35] desenvolveram em 1982, um trabalho apresentando os resultados de diversas análises sobre a resistência de ligações tipo “T” através do método de elementos finitos desenvolvido com elementos de casca. Foi uma das primeiras investigações focadas na resistência de ligações entre perfis tubulares. Os autores concluíram que o aumento da resistência da ligação é proporcional ao aumento dos parâmetros β e γ . Este trabalho propôs ainda, um critério para a avaliação da capacidade de carga de ligações denominado Critério de Deformação Limite onde não ocorre um pico na curva tensão-deformação, e para tanto foi associado o estado limite último da ligação ao deslocamento da face do banzo igual

a 1,2 vezes a espessura do mesmo. Este valor representa aproximadamente 25 vezes a deformação elástica do elemento.

Lu et al. [36] apresentaram em 1994, uma nova formulação para o Critério de Deformação Limite proposto por Korol e Mirza [35]. De acordo com o autor, se a razão N_u/N_s for menor que 1,50, sendo N_u a carga proporcionada pelo deslocamento para fora do plano que corresponde a 3% da largura do banzo e N_s a carga proporcionada pelo deslocamento que corresponde a 1% da largura do banzo, o dimensionamento da ligação deverá ser baseado no estado limite último. Caso a razão N_u/N_s seja maior que 1,50, a resistência limite de serviço controlará o dimensionamento. Desta forma, o autor propõe que o estado limite último seja formalizado pela deformação na face superior do banzo correspondente a 3% da largura do banzo. Para estado limite de serviço, os autores fixaram a deformação em 1% da largura do banzo, quando a razão N_u/N_s é menor que 1,5. Estes limites também foram propostos por Zhao [37] em 1991. Todavia, atualmente, o critério adotado pelo Instituto Internacional de Soldagem (IIW) [38] considera apenas a deslocamento a 3% quando não há uma carga de pico antes dessa deformação.

Wardenier et al. [39] desenvolveram um guia com indicações de projeto para perfis tubulares publicado em 1996 através do CIDECT com equações e limitações para o cálculo de ligações com perfis tubulares em diversas configurações, pautando a resistência última em vários modos de falha da ligação. Estas equações e limitações foram relatadas também por Rautaruuki [40] em 1998 e incorporadas pelo EC3 1-8 [13] em 2005.

Wardenier *et al.* [41], expuseram uma condensação de indicações para projeto elaboradas para ligações tipo X e tipo T com seções elípticas (EHS – Elliptical Hollow Section) submetidas a cargas axiais. Estas indicações foram baseadas em testes experimentais, calibração de elementos finitos e estudos paramétricos realizados por um programa de pesquisa entre as universidades de Cingapura, Toronto e Delft. As equações de resistência são apresentadas de forma similar às atualmente adotadas para CHS e RHS da ISO 14346:2013 [15].

Santos [42] apresentou em 2003, diversas análises de ligações entre perfis tubulares de estruturas metálicas planas. O estudo baseou-se na análise da maneira que estas ligações agem por meio da verificação das metodologias de cálculo propostas por normas e especificações, como a AISC - LRFD [43] e EC3 1-8 [13]. Para o cálculo das ligações, o autor utilizou o Método dos Estados Limites, no qual

são verificadas as resistências de cálculo dos elementos da ligação. Uma análise teórica é apresentada para relatar o comportamento da distribuição de tensões nas ligações. A partir das pesquisas realizadas o autor criou um modelo de programa para calcular as ligações como foco na automatização do processo de dimensionamento das estruturas.

Chiew et al. [44] publicaram em 2004, um trabalho apresentando conclusões retiradas de uma análise experimental em perfis tubulares circulares quando os mesmos são submetidos à cargas combinadas e chegam a fadiga. Constatou-se que as fórmulas para dimensionamento que consideram a fadiga são válidas, porém o mesmo não ocorre para as fórmulas de verificação dos efeitos de concentração de tensões.

Freitas et al. [45] apresentaram em 2008, uma análise teórica efetuada seguindo as orientações do EC3 1-8 [13] e pesquisas experimentais de ligações tipo T, formadas por perfis RHS no banzo e CHS no montante. Foram criados diversos modelos com características distintas por meio de elementos finitos, com o intuito de obter um modelo mais próximo ao modelo real. O trabalho teve a prerrogativa de avaliar o comportamento, a carga última e o modo de falha da ligação.

Silva [46] apresentou uma análise de ligações tipo K e T com perfis tubulares circulares (CHS) onde se estabeleceu um quadro comparativo entre as formulações analíticas de dimensionamento proposta pelo EC3 1-8 [13], 2ª edição do guia de projeto de ligações tubulares do CIDECT [14], norma brasileira NBR 16239:2013 [9] e critérios de deformação limite. Para cada um dos tipos de ligações analisadas, desenvolveu-se um modelo em elementos finitos no programa Ansys, calibrado e validado com resultados experimentais e numéricos existentes na literatura. As não linearidades física e geométrica foram incorporadas aos modelos, a fim de se mobilizar totalmente a capacidade resistente da ligação. O autor propôs também a modelagem de uma treliça planar constituída de perfis tubulares, objetivando estabelecer uma comparação entre um nó isolado e um nó da treliça planar.

Lopes [47] desenvolveu um trabalho que analisa ligações tipo “T” com perfis tubulares quadrados (SHS) para o banzo e para o montante efetuada com base na norma europeia, EC3 1-8 [13], no CIDECT [14], na NBR 16239:2013 [9] e ISO 14346 [15] através de um modelo em elementos finitos desenvolvido no programa Ansys. Verificou-se a influência do momento atuante no montante no comportamento global das ligações. As não-linearidades físicas e geométricas foram incorporadas aos

modelos, a fim de se mobilizar totalmente a capacidade resistente desta ligação. Os resultados numéricos foram avaliados para a ligação em estudo quanto aos modos de falha e a distribuição de tensões. A análise dos momentos resistentes obtidos em comparação com os resultados do modelo numérico, apresentou valores excessivamente a favor da segurança no cálculo utilizando as equações de dimensionamento, assim foi proposto um estudo para fatores de correção das equações de dimensionamento.

Shao et al. [48] publicaram um artigo em 2011 que relata os resultados de um estudo aprofundado sobre a investigação do efeito da placa de reforço no comportamento de histerese de um conjunto de ligações tubulares T com perfis CHS. No geral, um total de 4 ligações tubulares T sem reforço juntamente com os respectivos 4 modelos reforçados são estudados experimentalmente. Os testes foram realizados de forma que o carregamento axial aplicado aos modelos fosse cíclico, possibilitando a análise do desempenho das ligações a partir da curva de histerese relacionando ductilidade e energia de dissipação. Com base nos resultados experimentais, verificou-se que as amostras de ligação T com reforço pode dissipar mais energia antes da falha da ligação quando eles são submetidos a carga cíclica em comparação com os modelos não reforçados. As curvas de histerese de ambas as ligações T, não reforçadas e reforçadas são arredondadas, e isso significa que a energia de dissipação de ligações tubulares soldadas é boa. No entanto, os modelos reforçados podem absorver mais energia antes da falha porque a área delimitada pelas curvas de histerese dos modelos reforçados é maior do que as dos modelos sem reforço. Os resultados experimentais das taxas de dissipação de energia e as proporções de ductilidade mostraram que as amostras reforçadas podem dissipar mais energia e também podem experimentar maior deformação não linear antes da falha. Os testes mostraram que o reforço pode mudar a localização de falha na região da solda da interseção montante com o banzo para a superfície do banzo. A simulação de elementos finitos também produziu estimativas precisas das curvas de histerese, tanto para ligação tubular T não reforçada e reforçada, embora tenham sido detectadas algumas pequenas diferenças entre os resultados de elementos finitos e medições experimentais. Tais diferenças foram causadas principalmente pela iniciação e propagação de fissuras.

Shao et al. [49] publicaram outro artigo em 2011 que relata os resultados de um estudo aprofundado sobre a investigação do efeito da placa de reforço no

comportamento de histerese com perfis RHS para ligação tipo T. Realizaram-se ensaios experimentais seguidos de validações numéricas por meio de elementos finitos. A análise contemplou a ligação tubular T sem reforço juntamente com o respectivo modelo reforçado. Os testes foram realizados de forma que o carregamento axial aplicado aos modelos fosse cíclico, possibilitando a análise do desempenho das ligações quanto às ações sísmicas a partir da curva de histerese relacionando ductilidade e energia de dissipação. Os autores concluíram que a deformação elástica é o principal mecanismo de dissipação de energia. A pesquisa relatou que quando a espessura do banzo é muito pequena em relação ao diâmetro do banzo, o reforço é muito eficiente para melhorar o comportamento histerético de ligações T, e também pode alterar o modo de falha. Assim, a flambagem local não ocorre facilmente quando a espessura do banzo é maior. Neste caso, o reforço pode ainda aumentar a capacidade de dissipação de energia, porque uma grande espessura do banzo pode aumentar a capacidade de carga, embora não pode alterar o modo de falha.

2 DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS TUBULARES

2.1 Caracterização das seções

Segundo Simões [50], as seções transversais dos elementos estruturais traduzem a forma como a resistência e a capacidade de rotação de uma seção são influenciadas por fenômenos de flambagem local. Enquanto que em uma seção compacta, as zonas comprimidas podem plastificar completamente, em uma seção esbelta isso pode não acontecer, devido aos fenômenos de flambagem local.

Conforme preconiza o EC3 1-1 [51], as seções são classificadas em quatro tipos de acordo com a capacidade de formação de rótulas plásticas e capacidade de rotação.

- Classe 1: existe a formação de rótulas plásticas, com capacidade de rotação necessária aos métodos de análise plástica sem redução da resistência;
- Classe 2: é possível atingir o momento plástico resistente, porém possuem capacidade de rotação limitada;
- Classe 3: a tensão na fibra comprimida mais extrema, assumindo uma distribuição de tensões elástica, pode atingir o escoamento, porém o momento plástico não pode ser atingido devido ao fenômeno de flambagem local;
- Classe 4: o fenômeno de flambagem local ocorre antes que seja atingida a tensão de escoamento em uma ou mais partes da seção.

O comportamento das peças, de acordo com suas respectivas classes, em relação a flexão é ilustrado na Figura 6, em que M_e e M_{pl} representam o momento elástico e o momento plástico da seção, respectivamente. M_y é o ponto da resistência elástica e χ/χ_p representa a capacidade de rotação da seção.

A classificação de seções é definida com base na relação entre o diâmetro e a espessura dos elementos circulares que são comprimidos de forma total ou parcial (alma e banzo), nos esforços atuantes (esforço axial ou momento fletor) e na classe do aço. Os valores limites das relações d/t dos elementos comprimidos para a seção circular são apresentados na Tabela 1. Seções transversais que não se enquadrem nas condições das classes 1, 2 ou 3 são classificadas como classe 4. As seções de

classe 4 são caracterizadas pelo fato dos fenômenos de instabilidade local impedirem o desenvolvimento da capacidade elástica, sendo indicado pelo Eurocode que a mesma seja calculada com uma seção efetiva reduzida, deduzindo as regiões suscetíveis à instabilidade local. A classe do aço é dada pelo parâmetro $\varepsilon = \frac{\sqrt{235}}{f_y}$, onde f_y representa a tensão de escoamento do material.

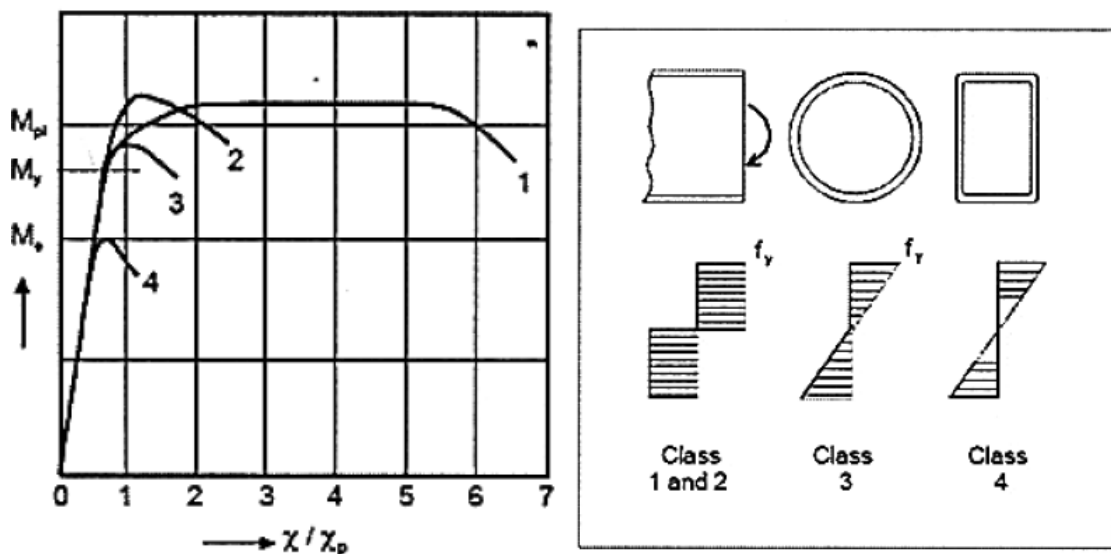


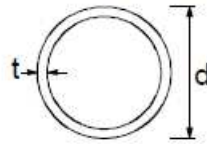
Figura 6 – Comportamento das seções à flexão [51].

Tendo em vista os diversos fenômenos que influenciam a distribuição dos esforços nas estruturas, o EC3 1-8 [13] indica a adoção das análises plásticas ou elásticas.

Simões [50] destaca que a análise global elástica pode ser utilizada no cálculo de esforços e deslocamentos de qualquer estrutura (isostática ou hiperestática), constituída por qualquer tipo de seção (para classe 4 calcula-se a seção efetiva reduzida). Ainda que este tipo de análise refira-se a esforços obtidos pela análise global elástica, o dimensionamento dos elementos (dependendo da classe) pode ser efetuado com base na capacidade plástica das seções. A análise global plástica (aplicável apenas a estruturas hiperestáticas) só pode ser utilizada se as seções da estrutura (incluindo as ligações) onde se formem rótulas plásticas tiverem capacidade de rotação suficiente. Para verificar esta condição é necessário que o material seja dúctil, as seções sejam de classe 1, contraventadas lateralmente e simétricas em relação ao plano da estrutura (plano onde se forma a rótula plástica).

Tabela 1 – Classificação de seções [51]

Seções tubulares



Classe	Seção em flexão e/ou compressão					
1	$d/t \leq 50 \varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70 \varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90 \varepsilon^2$ NOTA Para $d/t > 90 \varepsilon^2$ ver EN 1993-1-6 [17]					
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355	420	460
	ε	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71
	ε^2	1.00	0.85	0.66	0.56	0.51

Com relação a NBR 8800:2008 [52], a classificação das seções é dada de acordo com a correlação do valor do parâmetro de esbeltez λ dos componentes comprimidos e do parâmetro λ_p , que é o valor para o qual a seção pode atingir o momento fletor plástico total (M_{pl}). Para os perfis de seção circular obtém-se λ pela divisão do diâmetro externo pela espessura da parede do tubo (d/t) e o parâmetro λ_p obtém-se pela divisão de 7% do módulo de elasticidade do aço (E) pelo limite de escoamento do aço (f_y). Desta forma, tem-se a seguinte classificação:

- Compacta: seções cujos elementos comprimidos possuem $\lambda < \lambda_p$. Estas seções são capazes de desenvolver uma distribuição de tensões totalmente plástica, com grande rotação antes do início da flambagem local. Essas seções são adequadas para análise plástica, devendo no entanto, para esse tipo de análise, ter um eixo de simetria no plano do carregamento quando submetidas à flexão, e ser duplamente simétricas quando submetidas à força axial de compressão, ou seja similar às classes 1 e 2 da classificação do EC3 1-1 [51];

- Semicompacta: seções que possuem um ou mais elementos comprimidos, onde $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$, onde $\lambda_r = 0,95\sqrt{k_c E / 0,7f_y}$. Nestas seções, os elementos comprimidos podem atingir a resistência ao escoamento, levando-se em conta as tensões residuais, antes que a flambagem local ocorra, mas não apresentam grande capacidade de rotação, portanto similar à classe 3 da classificação do EC3 1-1 [51];
- Esbelta: seções que possuem um ou mais elementos comprimidos, porém $\lambda \geq \lambda_r$. Seções na qual um ou mais elementos comprimidos sofrem flambagem em regime elástico, levando-se em conta as tensões residuais, sendo similar à classe 4 da classificação do EC3 1-1 [51].

2.2 Critérios de Dimensionamento

2.2.1 Generalidades

A Norma Brasileira 16239:2013 [9] estabelece os requisitos básicos que devem ser obedecidos no projeto de estruturas de aço em perfis tubulares à temperatura ambiente baseada no método dos estados limites. As prescrições contidas na referida norma são complementares a ABNT NBR 8800:2008 .

A segurança de uma estrutura metálica (estado limite último), verificando as regras de equilíbrio estático, depende fundamentalmente da resistência das seções transversais dos elementos, da resistência aos fenômenos de instabilidade (global, ao nível dos elementos ou local) e ainda a resistência de suas ligações.

O EC3 1-8 [13] expõe os critérios básicos que regulam o projeto de estruturas tubulares de aço, com base no método dos estados limites. Desta forma, supõe-se que o cálculo estrutural seja dimensionado de forma a atender a segurança da estrutura nos seguintes domínios de projeto:

- Estado Limite Último – refere-se à segurança global do projeto, ou seja, asseguram-se condições que evitem o colapso total ou parcial da estrutura;
- Estado Limite de Serviço – refere-se à utilização, ou seja, garante condições que propiciem conforto aos usuários e assegura a funcionalidade da estrutura por meio do exame de flechas e vibrações.

O CIDECT [14] tem dirigido uma variedade de programas de investigações na área de aplicação de perfis tubulares para estruturas. As pesquisas experimentais são realizadas de forma extremamente criteriosa em conformidade com as análises de estudos numéricos. Os respectivos resultados obtidos estão relatados em guias de projeto e já se encontra na 2ª Edição do Guia de Projeto de Estruturas Tubulares do CIDECT [14] que vem sendo incorporado pelas normas técnicas de diversos países, como por exemplo, a norma ISO 14346 [15].

2.2.2 Dimensionamento de elementos tubulares comprimidos

A análise de elementos sujeitos as cargas axiais de compressão envolve os fenômenos de instabilidade provocados pela flambagem local ou global. Conforme relatado por Simões [50], a flambagem é um fenômeno de instabilidade que se caracteriza pela ocorrência de grandes deformações transversais em elementos sujeitos a esforços de compressão. Em estruturas metálicas, este e outros fenômenos de instabilidade assumem particular importância, pois devido à elevada resistência do aço, os elementos apresentam em geral, esbeltezas elevadas.

Através da teoria da estabilidade elástica, deduz-se a carga crítica elástica (carga crítica de Euler) demonstrando o valor do esforço axial para o qual o elemento passa a exibir deformações não exclusivamente axiais. A resistência a flambagem do elemento estrutural depende da rigidez de flexão da seção transversal, do comprimento e das condições de apoio. Faz-se necessário substituir as imperfeições das peças por uma configuração deformada inicial com a mesma capacidade de

combinação dos efeitos, para retratar todas as imperfeições reais, como falta de linearidade, excentricidade dos carregamentos, tensões residuais entre outras.

2.2.3 Fator de redução de barras comprimidas

O fator de redução, χ , é um coeficiente utilizado para fronecer uma segurança adicional contra o modo de instabilidade por flambagem, que no geral, é condicionante para elementos em compressão.

Segundo a Norma Brasileira 16239:2013 [9], o fator de redução associado à força axial de compressão resistente, χ , para os perfis tubulares, laminados a quente (sem costura) ou tratados termicamente para alívio de tensões (com ou sem costura), pode ser dado pela Eq. (1):

$$\chi = \frac{1}{(1 + \lambda_0^{4,48})^{1/2,24}} \quad (1)$$

Onde λ_0 é o índice de esbeltez reduzido dado pela Eq.(2):

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{QA_g f_y}{N_e}} \quad (2)$$

Onde:

A_g é a área bruta da seção transversal;

N_e é a força axial de flambagem elástica, obtida conforme a ABNT NBR 8800 [52];

Q é o fator de redução total associado à flambagem local, obtido conforme a ABNT NBR 8800 [52].

O valor de χ pode ser também obtido da Tabela 2, para os casos em que λ_0 não supere 3,0.

Tabela 2 – Valor de χ em função do índice de esbeltez λ_0 [9]

λ_0	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	λ_0
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,0
0,1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,1
0,2	1,000	1,000	0,999	0,999	0,999	0,999	0,999	0,999	0,999	0,998	0,2
0,3	0,998	0,998	0,997	0,997	0,996	0,996	0,995	0,995	0,994	0,993	0,3
0,4	0,993	0,992	0,991	0,990	0,989	0,988	0,987	0,985	0,984	0,982	0,4
0,5	0,981	0,979	0,977	0,975	0,973	0,971	0,968	0,966	0,963	0,961	0,5
0,6	0,958	0,955	0,952	0,948	0,945	0,941	0,938	0,934	0,930	0,925	0,6
0,7	0,921	0,917	0,912	0,907	0,902	0,897	0,892	0,886	0,881	0,875	0,7
0,8	0,869	0,864	0,858	0,851	0,845	0,839	0,832	0,826	0,819	0,812	0,8
0,9	0,805	0,799	0,792	0,784	0,777	0,770	0,763	0,756	0,748	0,741	0,9
1,0	0,734	0,727	0,719	0,712	0,704	0,697	0,690	0,682	0,675	0,668	1,0
1,1	0,660	0,653	0,646	0,639	0,632	0,625	0,617	0,610	0,604	0,597	1,1
1,2	0,590	0,583	0,576	0,570	0,563	0,556	0,550	0,544	0,537	0,531	1,2
1,3	0,525	0,519	0,513	0,507	0,501	0,495	0,489	0,483	0,478	0,472	1,3
1,4	0,467	0,461	0,456	0,451	0,445	0,440	0,435	0,430	0,425	0,420	1,4
1,5	0,416	0,411	0,406	0,402	0,397	0,393	0,388	0,384	0,379	0,375	1,5
1,6	0,371	0,367	0,363	0,359	0,355	0,351	0,347	0,344	0,340	0,336	1,6
1,7	0,333	0,329	0,326	0,322	0,319	0,315	0,312	0,309	0,306	0,302	1,7
1,8	0,299	0,296	0,293	0,290	0,287	0,284	0,281	0,279	0,276	0,273	1,8
1,9	0,270	0,268	0,265	0,262	0,260	0,257	0,255	0,252	0,250	0,248	1,9
2,0	0,245	0,243	0,241	0,238	0,236	0,234	0,232	0,229	0,227	0,225	2,0
2,1	0,223	0,221	0,219	0,217	0,215	0,213	0,211	0,209	0,208	0,206	2,1
2,2	0,204	0,202	0,200	0,199	0,197	0,195	0,194	0,192	0,190	0,189	2,2
2,3	0,187	0,185	0,184	0,182	0,181	0,179	0,178	0,176	0,175	0,174	2,3
2,4	0,172	0,171	0,169	0,168	0,167	0,165	0,164	0,163	0,161	0,160	2,4
2,5	0,159	0,158	0,156	0,155	0,154	0,153	0,152	0,150	0,149	0,148	2,5
2,6	0,147	0,146	0,145	0,144	0,143	0,142	0,141	0,140	0,138	0,137	2,6
2,7	0,136	0,135	0,134	0,134	0,133	0,132	0,131	0,130	0,129	0,128	2,7
2,8	0,127	0,126	0,125	0,124	0,123	0,123	0,122	0,121	0,120	0,119	2,8
2,9	0,118	0,118	0,117	0,116	0,115	0,115	0,114	0,113	0,112	0,111	2,9
3,0	0,111	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3,0

2.2.4 Dimensionamento a compressão

Segundo o Eurocode, a resistência das seções transversais dos elementos axialmente comprimidos deve atender a equação (3).

$$\frac{N_{ed}}{N_{b,Rd}} < 1,0 \quad (3)$$

Onde:

N_{ed} é o valor de cálculo do esforço axial solicitante;

$N_{b,Rd}$ é o valor de cálculo da resistência plástica à compressão, considerando a instabilidade devido a fenômenos de flambagem. O valor de $N_{b,Rd}$ é calculado conforme a equação (4).

$$N_{b,Rd} = \chi \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad (4)$$

O coeficiente de redução χ é obtido conforme a equação (5).

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{(\phi^2 - \bar{\lambda}^2)}} \quad (5)$$

Onde:

ϕ é calculado por meio da fórmula (6);

$$\phi = 0,5 \times \left[1 + \alpha \times \bar{\lambda} - 0,2 + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (6)$$

$\bar{\lambda}$ significa um coeficiente de esbelteza adimensional, proposto pela equação (7).

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i \times \lambda_1} \quad (7)$$

Onde:

N_{cr} é a carga crítica de Euler no plano mais condicionante para a flambagem;

L_{cr} é o comprimento de flambagem correspondente a este plano;

i é o raio de giração da seção;

λ_1 é obtido pela equação (8).

$$\lambda = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} - 93,9 \times \varepsilon, \text{ sendo } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (8)$$

Conforme preconiza o EC3 1-8 [7], o dimensionamento de elementos submetidos à compressão simples, é baseado nas “curvas europeias de dimensionamento à flambagem” obtidas por Maquoi e Rondal (com base na fórmula de Ayrton-Perry), considerando barras com uma configuração deformada inicial sinusoidal. De acordo com estas curvas ilustradas graficamente na Figura 7, as imperfeições das peças reais são substituídas por uma configuração deformada inicial equivalente, reproduzindo assim, todas as imperfeições através do fator α que possui valores de 0,13, 0,21, 0,34, 0,49 e 0,76 para as curvas a_0 , a, b, c e d, respectivamente.

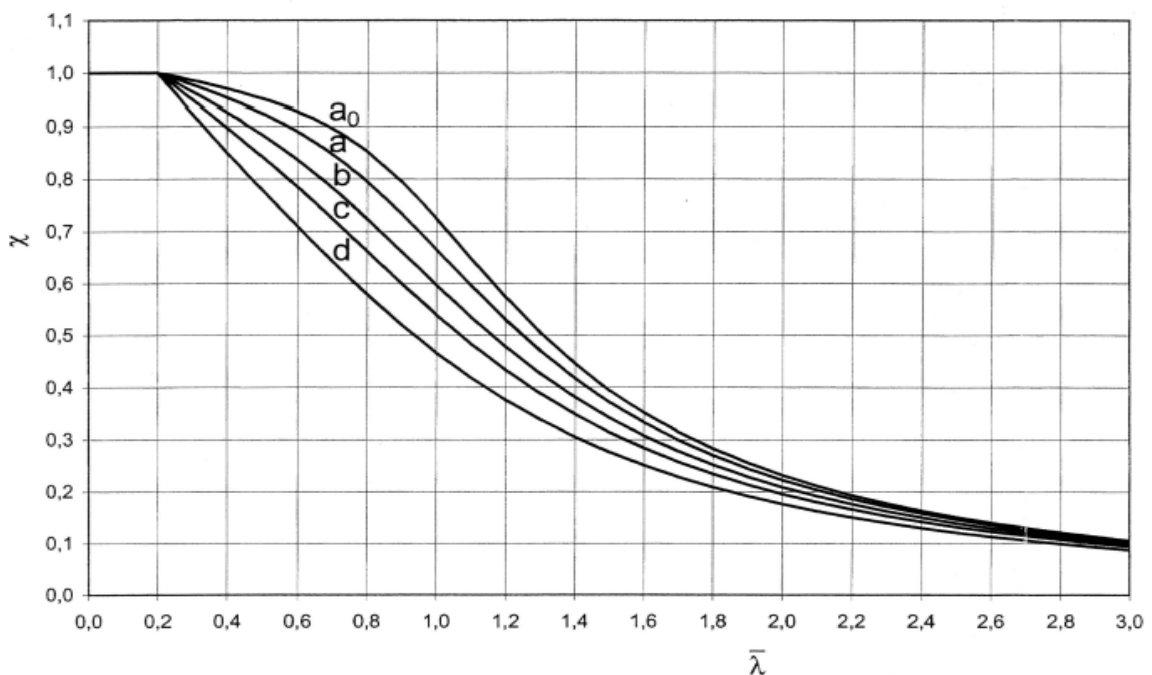
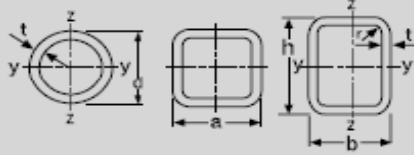


Figura 7– Curvas de Flambagem [51]

O fator de imperfeição α associado à curva de flambagem adotada no dimensionamento de um dado elemento estrutural depende da geometria das seções transversais, da classe do aço, do processo de fabricação e do eixo de flexão, conforme se descreve na Tabela 3.

Tabela 3 – Seleção da Curva de Flambagem [51]

Seção transversal	Processo de fabricação	Eixo de flambagem	Curva de flambagem	
			S235 S275 S355 S420	S460
	Laminado	Qualquer	a	a_0
	Formado a frio	Qualquer	c	c

3 DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES ENTRE ELEMENTOS TUBULARES

3.1 Generalidades

É de conhecimento da classe de pesquisadores, já há algum tempo, que as ligações constituem um dos principais limitadores da aplicação das estruturas tubulares devido às peculiaridades encontradas no dimensionamento, o que sempre provocou dificuldade na difusão do uso dos perfis. Assim, diversos estudos vêm sendo divulgados possibilitando uma amplitude de conhecimentos sobre as ligações, pois em várias circunstâncias, o cálculo da ligação é que controla o dimensionamento.

A capacidade de deformação e a resistência de cada elemento submetido a esforços axiais são fatores considerados relevantes para as ligações de perfis tubulares, pois estes elementos são considerados rotulados. As normas para projeto de ligações em perfis tubulares baseiam-se normalmente, na análise plástica ou critérios de deformação limite.

A análise plástica é baseada no método dos mecanismos, através do qual cada mecanismo de colapso cinematicamente admissível está associado a um multiplicador das cargas da estrutura igual ou maior do que o seu multiplicador de colapso. Desta forma, a solução encontrada depende diretamente do mecanismo adotado, sendo tão mais exata quanto mais adequado for aquele mecanismo.

O colapso plástico de uma estrutura, submetida essencialmente a esforços de flexão, consiste na transformação da estrutura em mecanismo total ou parcial, devido à formação de sucessivas rótulas plásticas. Os métodos de análise plástica de estruturas baseiam-se essencialmente nos seguintes teoremas fundamentais:

- Teorema do limite inferior – se para uma dada carga é possível encontrar uma distribuição de momentos estaticamente admissível e satisfazendo as condições de escoamento (momento atuante menor ou igual ao momento plástico), então essa carga é menor ou igual que a carga de colapso.

- Teorema do limite superior – se para um dado mecanismo, o trabalho das forças exteriores é igual ao trabalho desenvolvido na formação das rótulas plásticas, então a carga correspondente às forças exteriores é maior ou igual que a carga de colapso.

De acordo com os guias de projeto para ligações tubulares do CIDECT [14], a designação dos tipos de ligações é baseada no método de transferência de forças entre os elementos na ligação.

Segundo a Norma Brasileira 16239:2013 [9], a resistência das ligações é expressa em termos de força axial resistente de cálculo ou momento fletor resistente de cálculo de diagonais, montantes ou chapas. Para efeito desta Norma, o termo banzo pode ser entendido também como um pilar ou elemento principal da ligação.

Os modos de falha vinculados às ligações soldadas com perfis tubulares de aço estão associados a geometria da ligação, as dimensões das peças e aos tipos de carregamentos impostos a estrutura. Na Figura 8 estão representados os possíveis mecanismos de colapso considerados na Norma Brasileira 16239:2013 [9] elaborados com base no EC3 1-8 [13].

- Modo A: Plastificação da face ou de toda a seção transversal do banzo, junto as diagonais ou montantes;
- Modo B: Plastificação, amassamento ou instabilidade da face lateral da seção transversal do banzo junto a diagonais ou montantes sob compressão;
- Modo C: Plastificação ou instabilidade por cisalhamento do banzo, junto a diagonais ou montantes;
- Modo D: Ruptura por punção da parede do banzo na área de contato com diagonais ou montantes;
- Modo E: Ruptura ou plastificação na região da solda ou flambagem localizada de diagonais ou montantes devido a distribuição não uniforme de tensão;
- Modo F: Flambagem localizada de diagonais ou montantes comprimidos ou do banzo, na região da ligação.

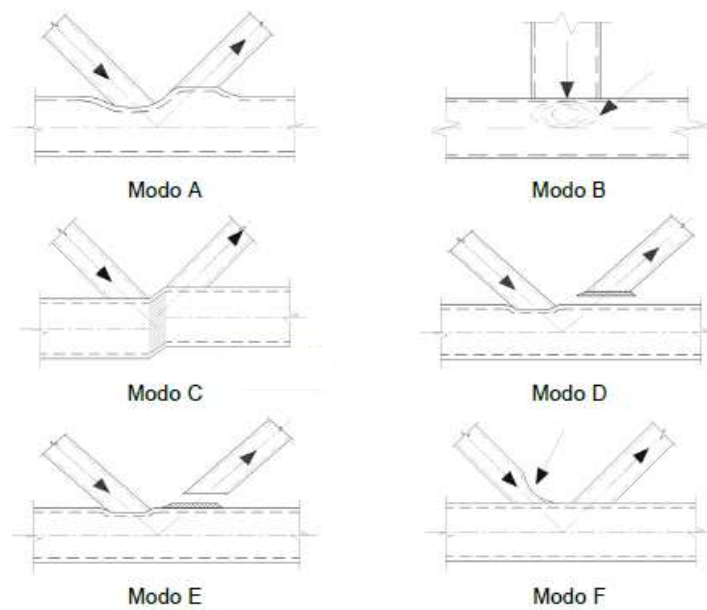


Figura 8 – Modos de ruína para ligações tubulares [9]

Existem outros requisitos de projeto que devem ser obedecidos e estão elencados abaixo:

- A tensão de escoamento nominal do aço não deverá ultrapassar o limite de 460 MPa, sendo que para materiais com tensões de escoamento acima de 355 MPa, a resistência de projeto deverá ser multiplicada por um fator de redução igual a 0,9;
- Os elementos em compressão deverão ser de classe 1 ou 2 para condição de flexão pura;
- O ângulo entre o banzo e as diagonais deverá estar sempre compreendido entre 30° e 90°;
- As extremidades dos elementos devem ser preparadas de forma que não haja modificação da sua seção transversal;
- A espessura da parede dos perfis que constituem a ligação não deverá ser menor que 2,5mm. Entretanto, a espessura da parede do banzo não deverá ser maior que 25 mm, a menos que estudos específicos garantam a adequabilidade da ligação;
- As extremidades dos tubos que se encontram em uma ligação devem ser preparadas de modo que a forma da seção transversal não seja modificada;

- Ligações de tubos com extremidades amassadas não são previstas.

3.2 Ligações tipo T entre perfis circulares

A ligação será classificada como tipo T quando a componente normal da força no elemento (diagonal ou montante) é equilibrada pelos esforços (cortante ou momento) atuantes no banzo. Quando houver forças externas aplicadas no nó, cuja resultante perpendicular ao banzo (em módulo) seja superior a 20% da maior projeção perpendicular ao banzo (em módulo) das forças das diagonais ou montantes, a ligação deverá ser classificada como X.

No que tange ao dimensionamento de ligações no plano do tipo T, X e K, nota-se que as equações para avaliação da resistência de projeto provêm das fórmulas de dimensionamento de Kurobane [53]. Wardenier [54] analisou o regramento e em seguida propôs alguns ajustes nas expressões levantadas por Kurobane que foram incorporadas nas recomendações do IIW [38].

Para se dimensionar uma ligação é necessário que sejam levados em conta alguns critérios iniciais, sendo assim, conforme preconizado pelo EC3 1-8 [13], a Figura 9 apresenta os parâmetros geométricos a serem verificados no dimensionamento de ligações tipo T entre perfis circulares. Se todos esses parâmetros forem atendidos, o estado limite que controlará o dimensionamento é a plastificação ou a punção da parede do banzo. Caso a geometria da ligação esteja fora destes limites de validade, todos os modos de ruína apresentados na Figura 8 deverão ser verificados. Além disso, também devem ser considerados, os momentos de segunda ordem causados pela rigidez rotacional da ligação.

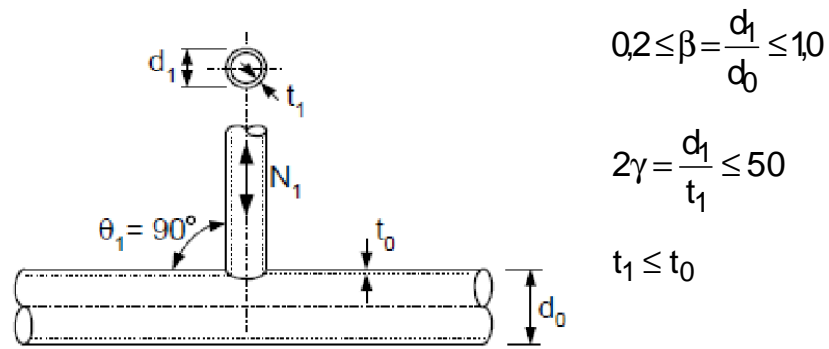


Figura 9 – Parâmetros geométricos da ligação T entre CHS [55]

A Figura 10 ilustra os modos de falha para ligações entre banzo e diagonais ou montantes em perfis tubulares circulares conforme preconizado pela Norma Brasileira 16239:2013 [9], determinando que a força resistente de cálculo das ligações deve ser tomada como o menor valor encontrado entre os modos de falha A e D, desde que sejam atendidas às seguintes condições:

- $0,2 \leq \frac{d_1}{d_0} \leq 1,0$, para todas as ligações;
- $10 \leq \frac{d_0}{t_0} \leq 50$, para todas as ligações, exceto tipo X;
- $10 \leq \frac{d_0}{t_0} \leq 40$, para ligação tipo X;
- $10 \leq \frac{d_1}{t_1} \leq 50$, para todas as ligações;
- os perfis devem ser compactos, conforme a ABNT NBR 8800 [52].

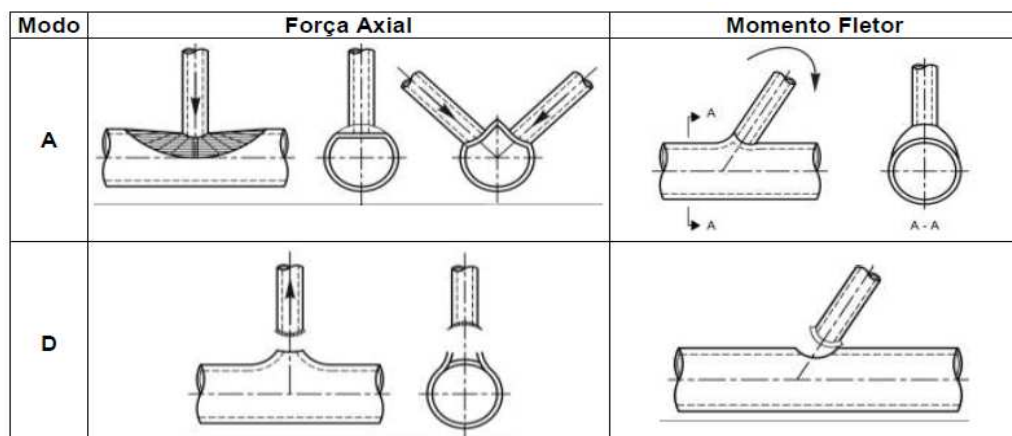


Figura 10 – Modos de falha em ligações entre perfis tubulares circulares [9]

Para a ligação do tipo “T” abordada neste trabalho, o Eurocode 3 [13] recomenda que sejam considerados os modos de ruína para o perfil tubular respeitando a seguinte condição de validade: $0,25 \leq \beta \leq 0,85$. Vale ressaltar que a equação (9) demonstra $N_{1,Rd}$ que representa a carga a ser aplicada no montante que provoca a plastificação da face carregada do banzo e que esta equação somente é válida para valores de $0,25 \leq \beta \leq 1,00$.

$$N_{1,Rd} \equiv \frac{\gamma^{0,2} k_p f_{y0} t_0^2}{\text{sen}\theta_1} (2,8 + 14,2\beta^2) / \gamma_{M5} \quad (9)$$

Onde:

$N_{1,Rd}$ é a resistência plástica da face superior do banzo;

γ é um parâmetro geométrico;

k_p é tomado igual a 1,0 para cargas de tração e $k_p = 1 - 0,3\eta_p (1 + \eta_p)$ com η_p obtido através da equação (10), que se refere ao nível de tensão no banzo [52];

f_{y0} refere-se à tensão de escoamento do aço do perfil do banzo;

t_0 refere-se à espessura da parede do banzo;

θ_1 refere-se ao ângulo entre o montante e o banzo;

β refere-se ao parâmetro geométrico;

γ_{M5} refere-se ao coeficiente de segurança considerado igual a 1,0.

$$\eta_p \equiv \frac{N_{0,sd}}{A_0 \times f_{y0}} + \frac{M_{0,sd}}{W_{pl} \times f_{y0}} \quad (10)$$

$N_{0,sd}$ refere-se ao esforço normal no banzo;

A_0 refere-se à área da seção transversal do banzo;

f_{y0} refere-se à tensão de escoamento do banzo;

$M_{0,sd}$ refere-se ao momento fletor aplicado no banzo;

W_{pl} refere-se ao módulo plástico resistente da seção do banzo.

Para a ligação em estudo nesta dissertação é utilizado $k_p=1$ pois não há nenhuma carga aplicada no banzo.

A ABNT NBR 16239:2013 [9] determina o cálculo da força axial resistente de cálculo de ligações soldadas entre perfis tubulares circulares pela equação (11), que é igual a equação proposta pelo EUROCODE 3 1-8 [13] como pode se perceber pela comparação entre as equações, modificando-se apenas as constantes presentes na mesma tendo em vista que no Eurocode, o parâmetro γ_{M5} é tomado igual a 1 e na NBR 8800 [52], o parâmetro γ_{a1} é igual a 1,1.

$$N_{1,Rd} = \frac{\gamma^{0,2} K_p f_{y0} t_0^2}{\text{sen } \theta_1} (3,08 + 15,62 \beta^2) / \gamma_{a1} \quad (11)$$

Para $n_p < 0$: $K_p = 1 + 0,3n_p - 0,3n_p^2$;

Para $n_p \geq 0$: $K_p = 1$;

onde $n_p = \frac{\sigma_{0p,S_d}}{f_{y0}}$, considerando σ_{0p,S_d} com o sinal negativo para compressão.

A equação para resistência de cálculo da ligação estudada proposta pelo ISO 14346 [15] é expressa pela equação (12) em termos de Q_u (influência dos parâmetros β e γ) dado pela equação (13) e de Q_f dado pela equação (14) (influência do parâmetro n , neste caso particularmente foi usado $Q_f = 1$, pois não há nenhuma carga aplicada no banzo). Nestas equações, o parâmetro C_1 é tomado igual a $0,45 - 0,25 \beta$ para tensão de compressão ($n < 0$) e igual a $0,20$ para tensão de tração $n \geq 0$.

$$N_1 = Q_u Q_f \frac{f_{y0} t_0^2}{\text{sen } \theta_1} \quad (12)$$

$$Q_u = 26(1 + 6,8\beta^2)\gamma^{0,2} \quad (13)$$

$$Q_f = (1 - |n|)^{c_1} \quad (14)$$

$$n = \frac{N_0}{N_{pl,0}} + \frac{M_0}{M_{pl,0}} \quad (15)$$

Para o cálculo do parâmetro n , as solicitações capazes de gerar tensões de compressão devem ser adotadas com o valor negativo, porém neste caso adotou-se $n=0$ pois não há carga aplicada no banzo da ligação.

3.3 Critérios de Deformação Limite

O dimensionamento dos tubos de aço para estruturas quanto ao limite de deformação pauta-se geralmente na análise plástica, critério balizador da maior parte das normas e regulamentos, como as pesquisas realizadas por Zhao [31] e Kostaski et al. [12].

O método dos mecanismos na análise plástica propõe que cada mecanismo cinematicamente admissível está associado a um multiplicador das cargas da estrutura que é igual ou maior do que o seu multiplicador de colapso. Desta maneira, encontra-se uma solução a partir do mecanismo selecionado que determinará o grau de precisão resultados obtidos.

Korol e Mirza [35], em 1982, iniciaram as primeiras pesquisas das resistências das ligações entre perfis tubulares pautadas nos critérios de deformação limite. Os autores analisaram a obtenção da carga máxima por meio de curvas experimentais, pois a ausência de um pico pronunciado na curva carga versus deslocamento dificultava a identificação do ponto referente ao estado limite último. Assim, confrontações de resultados experimentais com resultados referentes a uma análise plástica, podem, nestes casos, ser baseadas nos critérios de deformação limite. Assim, o trabalho propôs uma maneira para a análise da capacidade resistente das ligações onde a curva carga *versus* deslocamento não apresenta um pico pronunciado, como a curva da Figura 11.

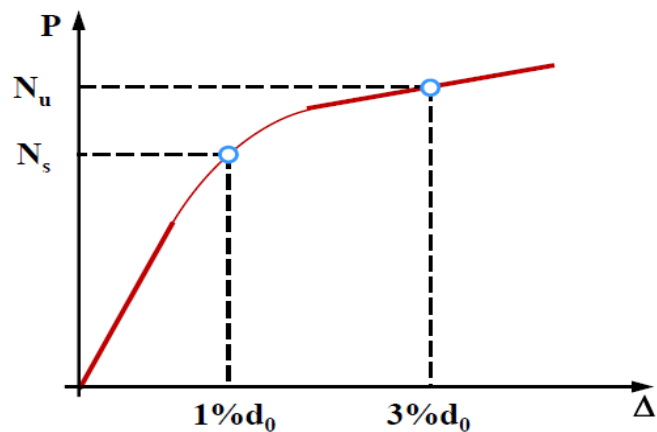


Figura 11– Curva Carga versus Deslocamento na Análise de Estados Limites

As deformações associadas ao estado limite último da face de um perfil tubular, modo de falha A, solicitado perpendicularmente ao seu plano, relaciona-se à máxima deformação desta componente naquela direção, conforme ilustrado na Figura 12. A resistência da ligação é baseada na comparação da deformação na interseção entre as diagonais e o banzo para dois níveis de carregamento. Utiliza-se o critério de deformação limite para faces do banzo esbeltas porque a rigidez da ligação não se anula depois do escoamento completo e o efeito de membrana pode promover valores elevados de ganhos de resistência.

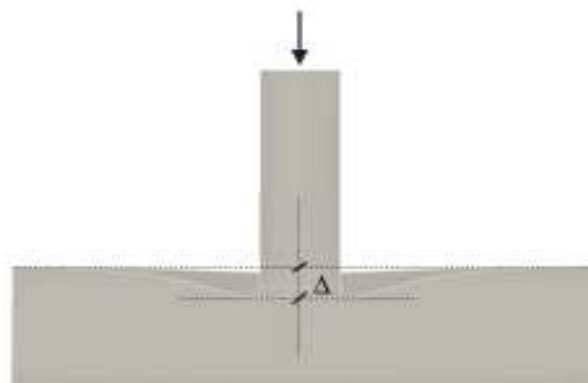


Figura 12 – Deformação Δ na face do banzo sob o montante comprimido para o modo de falha A [34]

O critério de deformação limite proposto por Lu et al. [36] e descrito por Choo et al. [56] pode ser usado na avaliação das cargas axiais e/ou rotação de uma ligação submetida a esforços axiais e flexão. Segundo os autores, aplica-se N_s para

o estado limite de serviço e N_u para o estado limite último, mensurados por 1% e 3% do diâmetro do banzo (d_0), respectivamente.

Lu et al. [36] determinaram que o primeiro ponto com perda de rigidez na curva “carga *versus* deslocamento” pode ser considerado caso o deslocamento corresponda a um limite maior que 3% do diâmetro do banzo. De acordo com o autor, se a razão N_u/N_s for menor que 1,5, o dimensionamento da ligação deve ser baseado no estado limite último e a deformação limite ideal para determinar a resistência última da ligação deve ser igual ao produto de 0,03 por d_0 . Caso a razão N_u/N_s seja maior que 1,5, a resistência limite de serviço controla o dimensionamento e a resistência da ligação deverá ser considerada igual a 1,5 vezes a carga associada à deformação limite que corresponde ao produto de 0,01 por d_0 , como se demonstra na Figura 13. Estes limites também foram propostos por Zhao [37]. Todavia, atualmente, o critério adotado pelo Instituto Internacional de Soldagem (IIW) [38] considera apenas a deformação a 3% quando não há uma carga de pico antes dessa deformação.

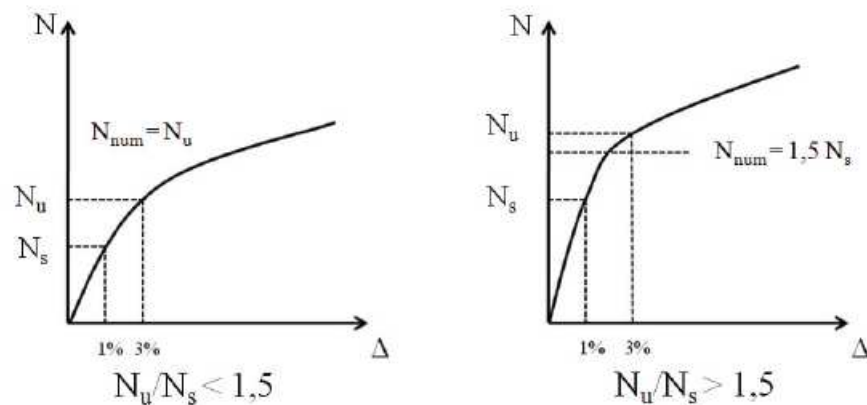


Figura 13 – Método para obtenção da carga resistente [34]

4 MODELO NUMÉRICO

4.1 Introdução

Para uma ligação particular, sujeita a associação de carregamentos, a correta geometria, o carregamento e as condições de contorno têm que ser consideradas para determinar o modelo de Elementos Finitos para análise.

Esta seção descreve a modelagem numérica proposta neste trabalho para análise de ligações tubulares tipo T com reforço de chapa entre banzos e montantes CHS submetidas a esforços de compressão no montante.

A pesquisa foi realizada no programa de elementos finitos Ansys [11] onde se utilizou para modelagem da estrutura, o elemento tipo casca SHELL181 [11] com quatro nós, e seis graus de liberdade por nó – 3 direções para translações e 3 direções para rotações – como ilustrado na Figura 14. A Figura 15 elucida a geometria do referido elemento que se apresenta apropriado para os modelos desenvolvidos neste trabalho devido ao baixo custo computacional e bons resultados quanto à convergência. Este elemento considera esforços de flexão, cisalhamento e efeito de membrana, indicado para grandes deslocamentos e rotações em análises não lineares.

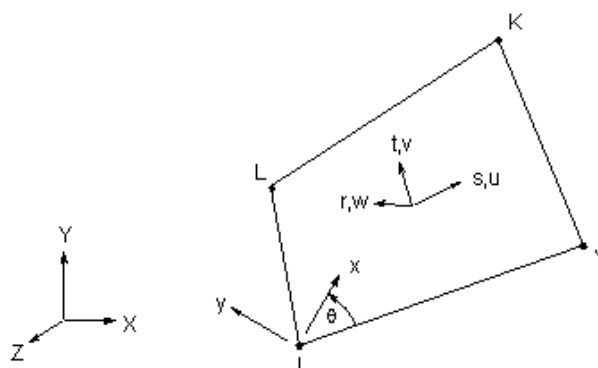


Figura 14 – Nós do Elemento SHELL181 [11]

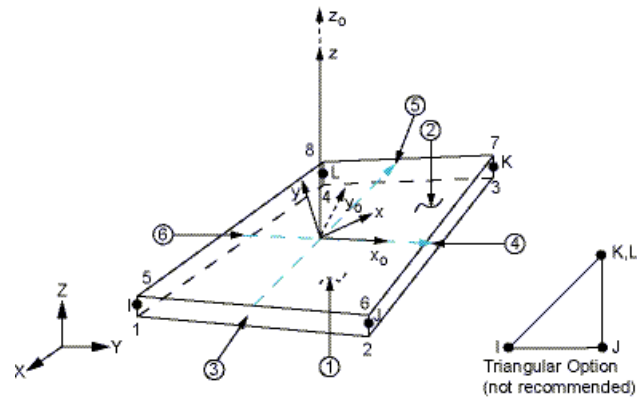


Figura 15 – Geometria do Elemento SHELL181 [11]

Nas malhas dos modelos de Elementos Finitos compostas por elementos de casca, a espessura física dos elementos é ignorada. Por isso, o algoritmo só irá identificar o contato entre dois membros de elemento de casca (o que representa a superfície média de cada membro) [19].

Para calibração do modelo numérico, fez-se uma análise comparativa com resultados experimentais realizados por Choo et al. [16] com as mesmas características geométricas e de material do modelo experimental e que, após, foram descritas nas simulações numéricas realizadas por Van der Vegte et al. [19], possibilitando a calibração e validação do modelo utilizado para as análises subsequentes. Os autores investigaram o comportamento de ligações T entre perfis tubulares circulares com os dois tipos de reforço, colar e chapa. O programa investigou a influência dos carregamentos e parâmetros geométricos consistindo na pesquisa de 12 modelos, sendo quatro deles sem reforço.

Para a pesquisa proposta nesta dissertação, pode-se verificar uma melhor concordância entre os valores numéricos e os experimentais no modelo experimental EX-07 [16], formado por perfis tubulares circulares (CHS) com reforço tipo chapa, sendo o banzo e o montante com diâmetros de 409,5 mm e 221,9 mm, respectivamente e espessuras de 8,5 e 6,8 mm, respectivamente, o que determinou valores de 0,54 para o parâmetro geométrico β e 48,2 para o parâmetro geométrico 2γ . Assim, o modelo EX-07 [16], instruído na Figura 16, foi adotado para a continuidade das pesquisas desenvolvidas neste trabalho para a ligação “T”. Na análise, buscou-se observar a influência dos parâmetros β e 2γ para a resistência das ligações bem como a classificação da seção compacta para compressão segundo a NBR 8800 [52]. Verificou-se também a capacidade de resistência da

ligação submetida ao esforço de compressão quanto ao comprimento do banzo, relacionando o momento plástico (W_{pl}) com a tensão de escoamento do aço (f_y).

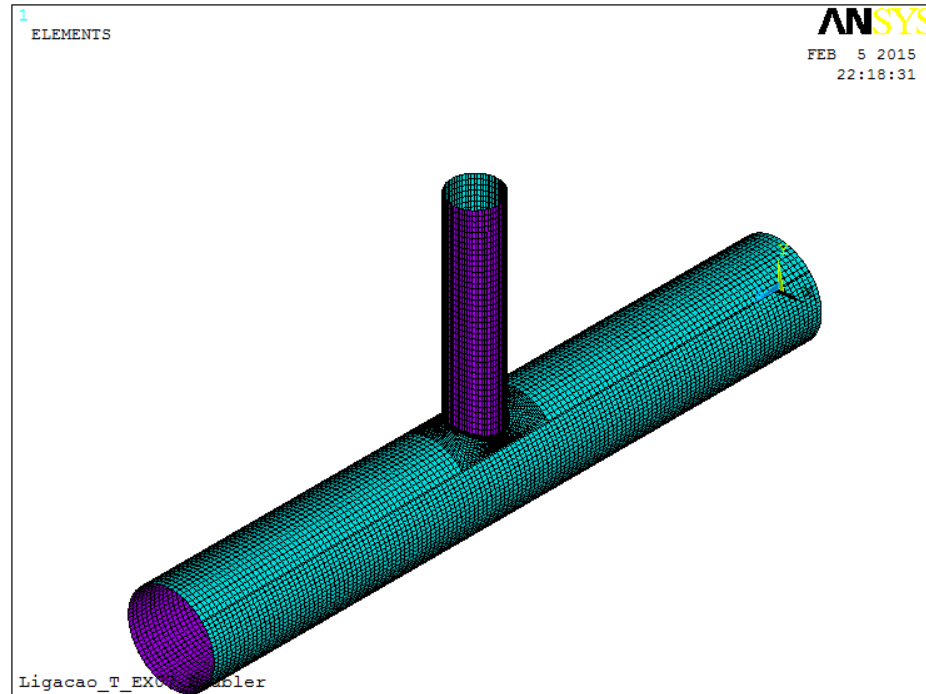


Figura 16 – Ligação T - modelo EX-07 [11]

Com o objetivo de comprovar a eficiência da análise das ligações reforçadas com elementos tipo casca, a seção transversal dos elementos foi instituída pela superfície média da espessura do perfil, como ilustrado na Figura 17. Ressalta-se que modelos compostos de elementos sólidos contêm um grande número de nós comparados aos modelos de casca com a mesma densidade de malha.

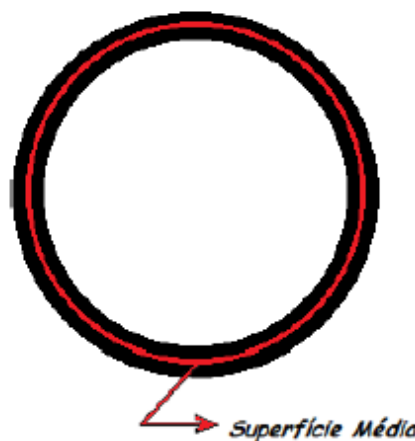
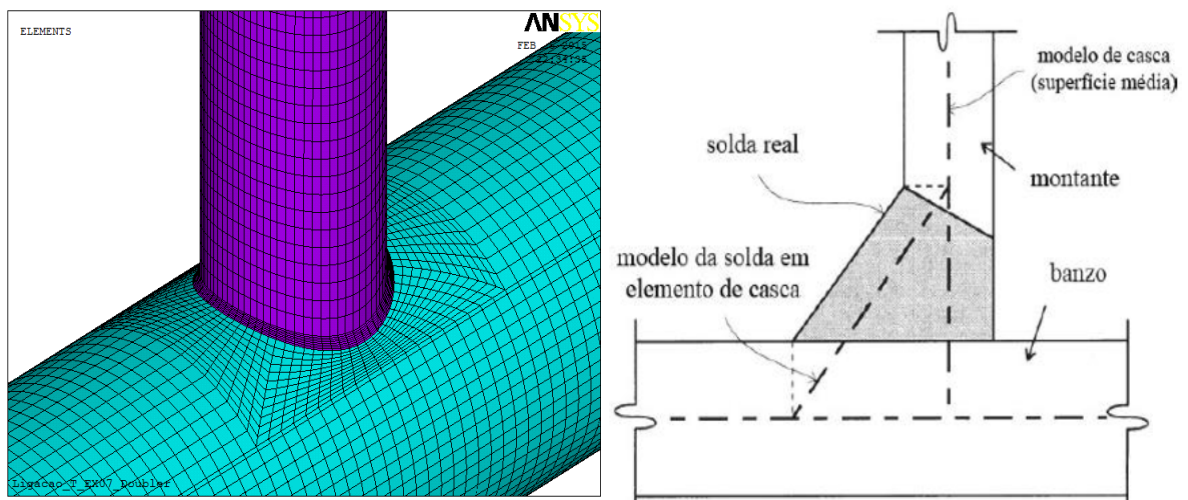


Figura 17 – Seção transversal do perfil CHS [57]

A região em que tende a ocorrer maior concentração de tensões é próxima à solda, possuindo assim maior grau de refinamento. Para que não ocorram problemas no processamento computacional, devem-se guardar proporções adequadas na ligação entre os elementos da solda, do reforço de chapa e dos perfis tubulares, como se demonstra na Figura 18 (a). A substituição do elemento sólido pelo elemento de casca, ilustrado na Figura 18 (b), não prejudica a análise e proporciona menos esforço numérico durante o processamento da análise, conforme comprovado por Lee [58].



a) Refinamento e proporcionalidade da malha b) Modelo de solda segundo Lee [58]
 Figura 18 – Malha de elementos finitos do modelo numérico [11]

As condições de contorno do modelo numérico reproduzem o comportamento do modelo real. Os nós nas extremidades foram restringidos com apoios do segundo gênero, de modo que não houvesse restrição ao deslocamento aplicado no topo do perfil. Nas extremidades do perfil tubular, ao centro de cada seção transversal, foi criado um nó com elemento de massa e se vinculou os outros nós da seção a este.

O carregamento foi aplicado no modelo de forma gradual por meio do critério da relação carga *versus* deslocamento que proporciona melhor convergência para a análise não linear, pois vincula uma perda de resistência após ser atingido um valor de pico, como demonstrado na Figura 19. Assim, não é sempre que uma carga provoca um deslocamento associado a ela proporcionalmente, porém para cada deslocamento sempre haverá uma carga associada a este. O programa processa de forma automática cada avanço de incremento de carga (simulação feita como no

ensaio real) de acordo com o critério de convergência pelo processo iterativo de Newton-Raphson [11].

Conforme Vellasco et al. [59], o método de controle de carga de Newton-Raphson é usado na análise da estrutura para avaliar as forças e os momentos nos elementos e para determinar os deslocamentos da estrutura até a carga de projeto última e de serviço. Se o comportamento estrutural é linear, ou muito perto disso, o primeiro prognóstico será suficiente e pode então ser usado para avaliar forças, deslocamentos, momentos e tensões. Para problemas com pequenos deslocamentos, as forças e os momentos na estrutura, depois da transformação, balancearão as forças aplicadas de modo que o equilíbrio possa ser satisfeito. Entretanto, quando a estrutura comportar-se de forma não linear, as forças e os momentos resistentes calculados a partir dos deslocamentos não poderão equilibrar as cargas aplicadas. Portanto, os deslocamentos da estrutura completa devem ser calculados. O incremento nodal do deslocamento do elemento será então calculado extraindo o correspondente deslocamento no grau de liberdade e transformando o eixo local do elemento. As forças totais ou acumuladas para o elemento podem ser atualizadas. Transformando as forças e momentos no elemento do eixo local para o eixo global, a resistência da estrutura completa pode ser montada e calculada. Comparando a resistência com o carregamento aplicado, a equação de equilíbrio para forças desbalanceadas é gerada. Após esta etapa, efetua-se o cálculo e a atualização dos deslocamentos totais.

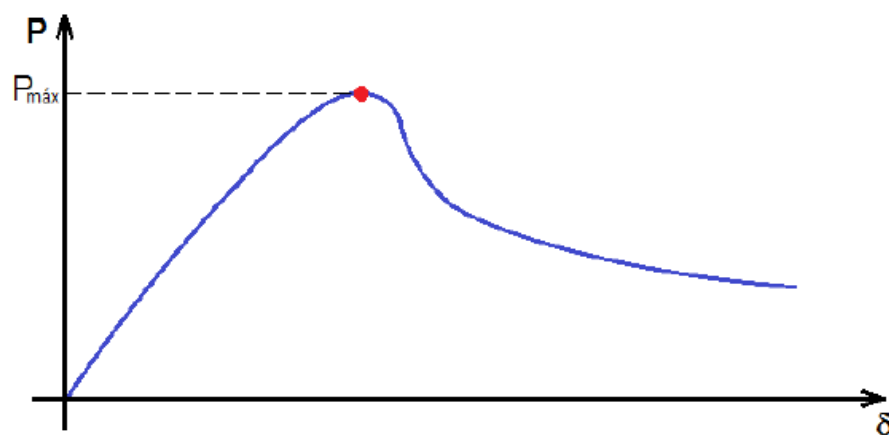


Figura 19 – Curva da Relação Carga x Deslocamento [57]

4.2 Análise Não-Linear

Em geral, segundo Vellasco et al. [59], a dificuldade para uma análise não linear é resultado da interdependência da rigidez, da carga e do deslocamento. Em contraste com a análise linear, a matriz de rigidez em uma análise não linear depende do deslocamento, bem como das forças. A força aplicada irá criar deslocamentos que alterarão a geometria e, assim, a resistência estrutural contra as cargas externas. Usando a força e uma matriz de rigidez inicial para cálculo, o deslocamento é obtido e, com a força aplicada, alteram a matriz de rigidez e invalidam o resultado para uma análise prévia. Para alcançar a solução que satisfaça a equação anterior, uma aproximação incremental linearizada, por um processo de tentativa e erro ou um esquema incremental-iterativo, são necessários. De forma genérica, um método direto iterativo, um método incremental ou um procedimento preditor-corretor podem ser usados para solução. Exemplos de alguns destes métodos são o método iterativo direto, o método incremental puro, o método incremental-iterativo e o método de Newton-Raphson.

A modelagem com método dos elementos finitos pode ser feita por diversos tipos de análises, como as estáticas, as dinâmicas de caráter modal ou envolvendo vibrações forçadas, entre outras. As análises estáticas lineares elásticas configuram-se como caso mais simples e padrão, porém possuem escopo restrito, o que provoca aplicação limitada. Assim, deve-se incorporar alternativas para considerar a possibilidade da ocorrência das instabilidades estruturais. Por meio da análise de autovalores e autovetores pode-se estudar a flambagem global com base em processos de solução da equação diferencial que controla este fenômeno. Utiliza-se também este tipo de análise para determinar a forma crítica das imperfeições que se deve adotar nos modelos para representar com maior precisão o comportamento real das estruturas, superando, por exemplo, possíveis pontos de bifurcação na trajetória de equilíbrio das estruturas analisadas. Entretanto, quando surgem nas estruturas flambagens locais, laterais, tensões residuais ou fenômenos envolvendo plastificação, análises mais refinadas passam a ser necessárias [59].

A análise não linear possui diferentes níveis e graus de refinamento de acordo com o comportamento da estrutura. Sendo esta técnica complexa só pode ser

simulada em programas computacionais tendo como base o critério das curvas carga *versus* deslocamento. Uma avaliação mais real e precisa da estrutura deve ser executada com análises que considerem os vários efeitos não lineares que usualmente nela ocorrem. Duas classes de não linearidades são normalmente identificadas. A primeira classe consiste na não linearidade do material, que se origina das mudanças na resposta física de um material às tensões, e surge sob a forma de leis constitutivas variáveis e dependentes da trajetória. A segunda classe consiste na não linearidade geométrica, que é produzida por deformações finitas acompanhadas de modificações na rigidez de uma estrutura sob um certo carregamento [59].

Quando a não linearidade do material é considerada na análise, normalmente, isto é feito na matriz constitutiva do material. Para os aços estruturais, diversas formulações podem ser usadas para modelar o seu comportamento. De modo geral, os aços são modelados com um critério de escoamento de von Mises, com lei de encruamento isotrópica. Desta forma, a curva tensão *versus* deformação é linear elástica até o escoamento, e perfeitamente plástica entre o limite elástico e o início do encruamento. Este procedimento baseia-se na verificação do comportamento de cada ponto da estrutura, de modo que este esteja contido dentro de uma superfície de escoamento com crescimento isotrópico. Quando essa condição é violada, geralmente usa-se um procedimento de retorno radial à superfície, para garantir que o comportamento do material inicialmente estabelecido continue a ser válido durante a análise [59].

A capacidade de resistência da ligação analisada submetida a esforços de cargas axiais foi obtida pela análise não linear geométrica e de material. A não linearidade geométrica foi introduzida no modelo através da atualização da matriz de rigidez da estrutura a cada incremento de carga por meio do algoritmo de Lagrange Atualizado que após a atuação de uma solicitação inicial, o elemento apresenta uma deformação, afetando a configuração de rigidez estabelecida inicialmente e se prevê grandes deformações possibilitando a redistribuição de carregamento na ligação após escoamento inicial. A não linearidade física do material foi inserida no modelo através do critério de plastificação de von Mises pela lei constitutiva tensão *versus* deformação bi-linear que possibilita exibir um comportamento elasto plástico quase perfeito com um encruamento praticamente nulo. O encruamento do material é determinado pelo valor de α que determina a inclinação da curva tensão *versus*

deformação do material, conforme apresentado na Figura 20. Desta forma apura-se o estado limite último (ELU) da ligação pelo critério de comparação entre os resultados experimentais e numéricos alcançando assim, uma análise global da ligação.

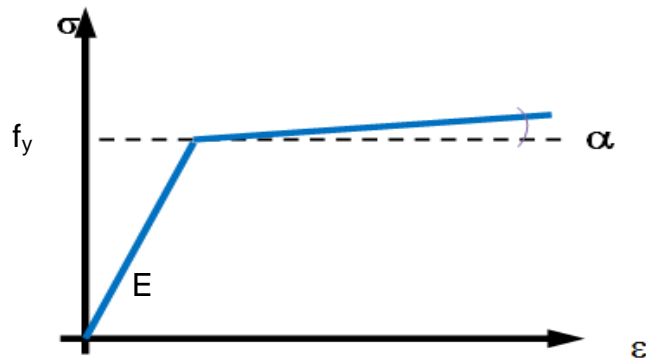


Figura 20 – Curva tensão versus deformação do material [60]

4.3 Ligação T reforçada

Com intuito de aumentar a resistência da ligação tipo T, utiliza-se reforço para obter um melhor desempenho da estrutura. A placa de reforço tipo chapa é aplicada na parte superior do banzo, na região da solda que faz a ligação com o montante. O reforço tipo chapa (doubler) é colocado antes da execução da solda da ligação entre o banzo e o montante, como apresentado na Figura 21, possuindo um diâmetro maior que o banzo para que se possa realizar um perfeito encaixe. Utiliza-se este tipo de reforço para estruturas que demonstram falha somente na região da ligação no momento da verificação do dimensionamento, não sendo assim economicamente viável substituir todas as peças da estrutura.

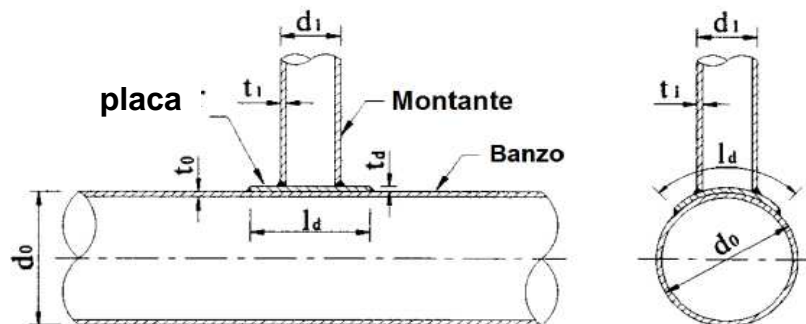


Figura 21 – Reforço tipo chapa

Da mesma maneira que se busca um maior refinamento e uma malha regular na região da solda pela tendência de maior concentração de tensões, o mesmo critério é utilizado para os reforços, como se observar na Figura 22.

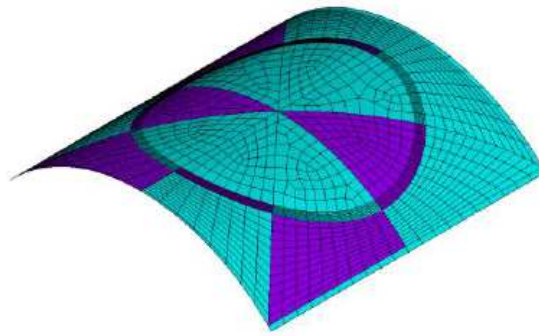


Figura 22– Detalhe da malha do reforço [57]

Neste trabalho, será objeto de estudo apenas o reforço tipo chapa que possui dois tipos de modelagem no programa Ansys [11]. Uma das formas é criar o modelo de área sobre área, de tal forma que a espessura do banzo (t_0) esteja em uma área e a espessura da chapa de reforço (t_p) esteja em outra área. A outra forma de modelagem é somar as espessuras do banzo (t_0) e do reforço (t_p) criando uma única área na face superior do banzo, sendo limitada pelo perímetro da seção da chapa de reforço.

Rodrigues [57] efetuou uma análise numérica com base em resultados experimentais realizados por Choo et al. [16] e verificou que usar o modelo numérico com área sobre área para simular o reforço, fornece resultados satisfatórios quando comparados com os obtidos experimentalmente, pois a análise convergiu de melhor forma devido ao ganho de rigidez na região do reforço. A Figura 23 apresenta os resultados obtidos com os dois modelos numéricos citados e comparados com o resultado experimental.

Neste trabalho a modelagem adotada foi de área sobre área, sendo a espessura da placa dada como t_d , (espessura do banzo mais a espessura da placa de reforço), o comprimento desta no sentido transversal do banzo foi estabelecido igual a um quarto do comprimento do diâmetro do banzo e o comprimento da mesma no sentido longitudinal foi variado em função do diâmetro do banzo, atribuindo-se multiplicadores de 1 a 3 variando a cada 0,5.

4.4 Experimental

Na literatura, várias referências podiam ser relatadas para ligações com o reforço de chapa. Porém, a maioria das pesquisas restringiam-se ao esforço de fadiga nas ligações pelo estudo dos fatores de concentração de tensões. Apenas Fung et al. [61] relatam a capacidade última das ligações reforçadas com chapa. Fung realizou um teste simples em ligações “T” com montante comprimido. A curva experimental carga *versus* deslocamento foi utilizada para verificar o seu modelo numérico. Baseado nos resultados de elementos finitos, Fung concluiu que a placa aprimorava significativamente a força da ligação “T” em comparação com a configuração sem reforço [61].

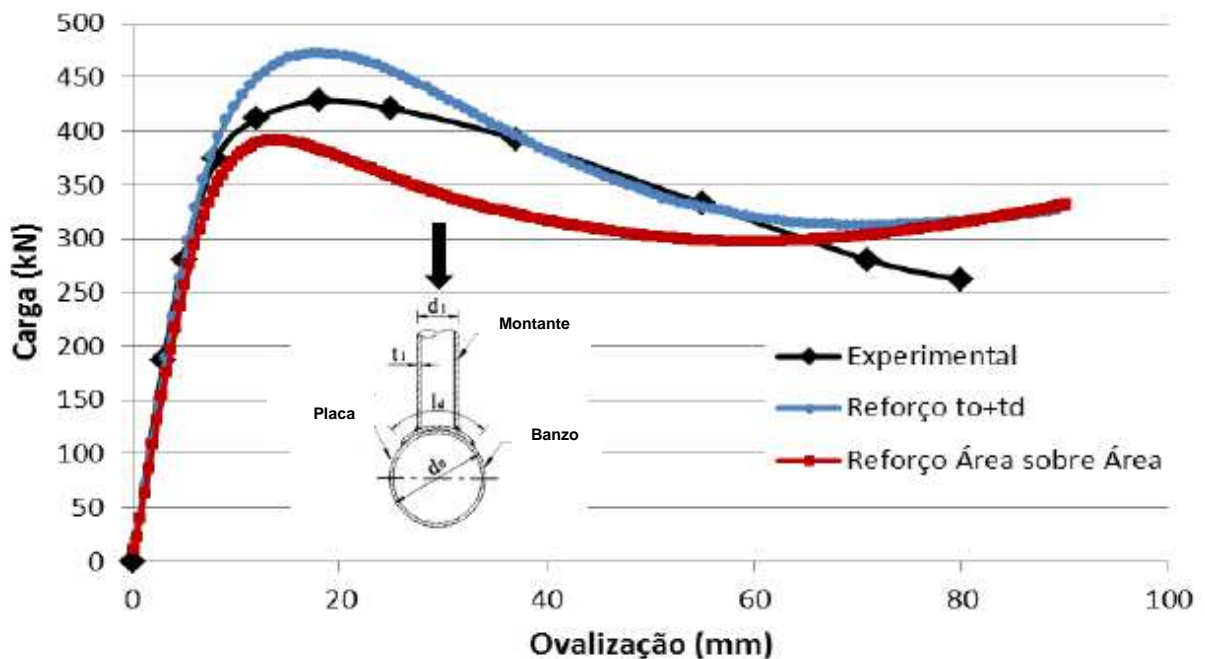


Figura 23 – Comparação dos métodos de modelagem do reforço [57]

Vegte et al. [19] em 2005 apresentou uma pesquisa sobre ligações tubulares tipo T com perfis CHS no intuito de analisar a influência da aplicação de reforços nas estruturas, a fim de melhorar a compreensão do comportamento estático de placas de reforço para ligações, através de um programa de pesquisa de simulações em elementos finitos que consistia na análise de 12 testes em ligações tubulares “T” reforçadas e sem reforço sujeitas à carga axial no montante, conforme detalhado na Tabela 4, com base nos resultados experimentais desenvolvidos por Choo et al. [16].

Primeiramente foram realizadas análises não lineares de elementos finitos para determinar as dimensões geométricas apropriadas para os modelos do teste.

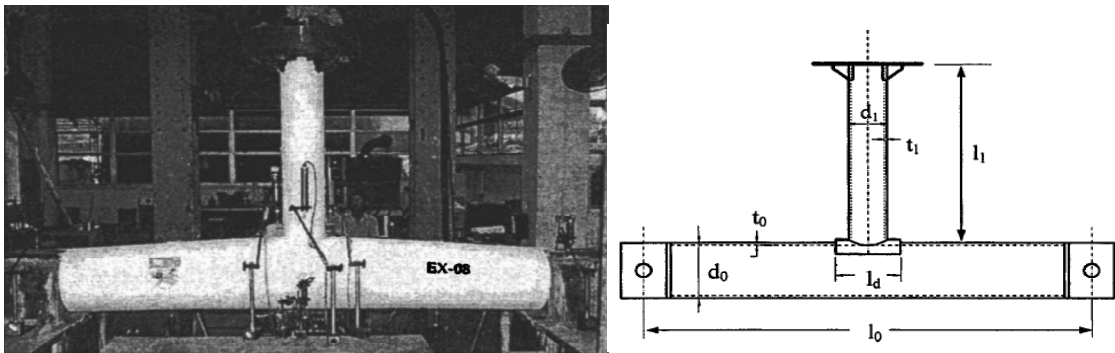
Tabela 4 – Características dos modelos analisados [16]

Modelo	Tipo	d_0 (mm)	d_1 (mm)	t_0 (mm)	t_1 (mm)	t_d (mm)	Carga no montante
EX-01	Sem reforço	409,5	221,9	8,1	6,8	-	Compressão
EX-02	Sem reforço			8,1	6,8	-	Tração
EX-03	Reforço Colar			8,1	6,8	6,4	Compressão
EX-04	Reforço Colar			8,5	6,8	6,4	Tração
EX-05	Reforço Colar			12,8	8,4	8,3	Compressão
EX-06	Reforço Colar			12,8	8,4	8,3	Tração
EX-07	Reforço Placa			8,5	6,8	6,6	Compressão
EX-08	Reforço Placa			8,2	6,5	6,4	Tração
EX-09	Sem reforço		114,7	8,5	5,9	-	Compressão
EX-10	Sem reforço			8,5	5,9	-	Tração
EX-11	Reforço Placa			8,5	5,9	6,6	Compressão
EX-12	Reforço Placa			8,5	5,9	6,6	Tração

Os ensaios experimentais, demonstrados na Figura 24, dos mesmos modelos pesquisados por Vegte et al. [19] foram realizados por Choo et al. [16] na Universidade de Singapura. Os experimentos revelaram que a utilização de colar ou placa aumentam significativamente a resistência máxima das ligações “T”. A falha da ligação “T” foi governada pela excessiva deformação plástica da seção de cruzamento do banzo (na superfície do topo ou da base, dependendo do carregamento). Exceto para duas ligações sob tração no montante, que falharam nos níveis de grandes deformações. Não foram observadas grandes fraturas nos modelos dos experimentos. Os resultados numéricos e experimentais corresponderam muito bem, não apenas para as cargas últimas no pico da curva mas também para a rigidez inicial e para a resposta pós pico.

Embora Vegte et al. [19] encontraram maior discrepância na carga última para placa da ligação EX-07 onde a carga última é 7% acima do valor experimental,

ambas as curvas apresentaram muito boa concordância com respeito a rigidez inicial e o comportamento pós pico, conforme ilustrado na Figura 25. A perda súbita na curva experimental perto da carga de pico sugere alguma imprecisão nesta região. A boa correlação entre os diagramas de carga *versus* ovalização numéricos e experimentais podem ser parcialmente explicadas, pelo fato de que não há grandes fendas observadas nos modelos, pelo menos não dentro dos níveis razoáveis de deformação. Para ligações onde a falha é principalmente causada pela plastificação, como neste caso para cada ligação considerada, o método de Elementos Finitos é capaz de prever o comportamento carga *versus* deformação precisamente.



a) Arranjo geral do ensaio

b) Esquema do modelo

Figura 24 – Arranjo geral do modelo [16]

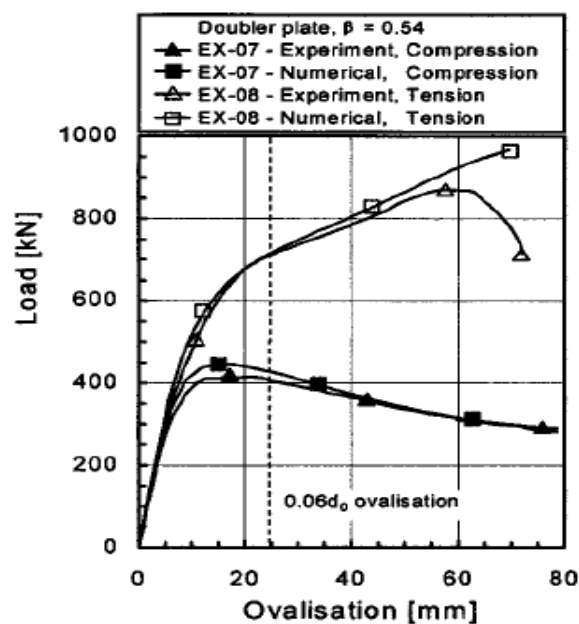
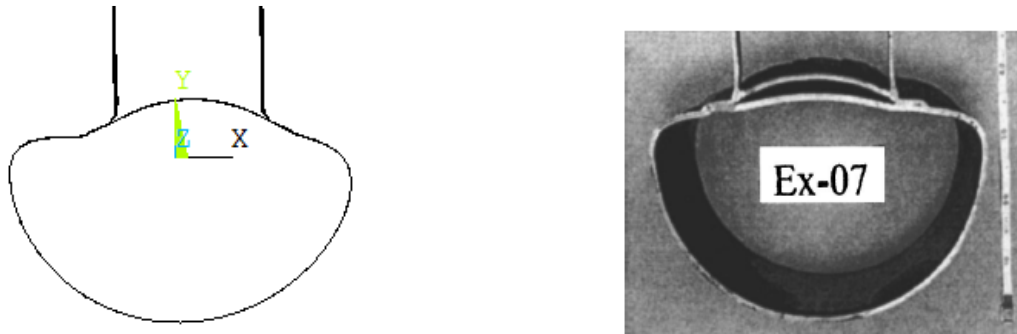


Figura 25 – Curvas extraídas da análise de Vegte [19]

Para a ligação T reforçada com chapa, o montante foi soldado diretamente na placa através de solda de penetração, ao passo que a chapa é soldada no banzo com solda de filete. As variáveis investigadas são o tipo de carga no montante (tração ou compressão) e parâmetros geométricos β ($=d_1/d_0$) e 2γ ($=d_0/t_0$). Depois que os testes são completos, para a maioria das modelos, um “anel” foi cortado do centro da ligação, permitindo uma avaliação detalhada do corpo deformado da seção de cruzamento selecionada. A partir da deformação global de corpos de modelos de ligações “T” e dos “anéis” da seção, os mecanismos de falha de diferentes modelos são identificados. Para concluir, o autor avaliou o ganho de resistência da ligação devido a provisão da placa ou do colar em comparação com a resistência dos modelos sem reforço. Os autores destacaram ainda, a necessidade de se considerar um comprimento apropriado para o banzo para garantir que a falha da ligação ocorra de forma prévia em relação a falha do banzo.

A Figura 26 apresenta a deformada na seção transversal obtida na análise numérica e a deformada obtida no ensaio experimental, para o modelo EX-07 reforçado com placa, de Choo et al. [16]. Na deformada experimental, pode ser observado, dentro da região de interseção entre o montante e o banzo, que a placa de reforço separa-se da superfície superior do banzo. Este comportamento pode ser explicado em termos da relativa rotação na face do banzo e da placa, resultando nas deformações causadas pela compressão no montante. Na área da placa localizada fora da solda do montante com a placa, observou-se significativa sustentação da rotação. O que por meio de condição de compatibilidade, causou a separação da parede do banzo da região da placa dentro do montante (o que sustentou uma deformação marginal) [16]. Segundo Vegte et al. [19] a porção da placa dentro do montante dificilmente deforma para esta ligação, enquanto que a superfície exterior da parede do banzo é empurrada para baixo logo abaixo da solda entre o montante e a placa, resultando na separação da placa e do banzo [19].



a) Deformada do modelo numérico b) Deformada do ensaio experimental

Figura 26 – Seção transversal da ligação do modelo EX-07 [16]

A boa correlação entre os resultados numéricos e experimentais pode também ser observada nos detalhes da Figura 27, onde o corpo deformado da seção do banzo no centro da ligação tem sido mostrado para ligações selecionadas com $\beta=0,54$. O correspondente numérico determinou que os corpos deformados estão apresentados como satisfatórios. Deve ser notado que para o modelo numérico da seção transversal, a malha original de elementos finitos considerou somente um quarto para cada ligação “T” [19] e ainda, elementos sólidos e não de casca como considerado nesta dissertação.

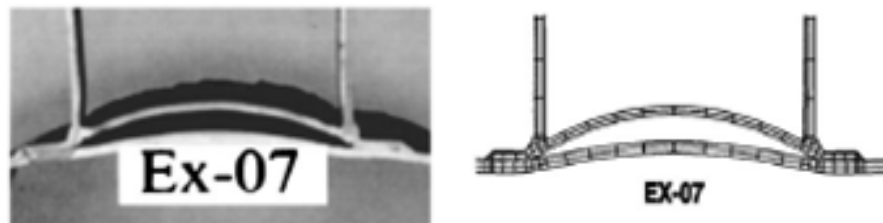


Figura 27 – Deformada do modelo experimental e numérico da seção transversal da ligação do modelo EX-07 [19]

A deformação no banzo foi avaliada subtraindo o valor médio da leitura de quatro LVDT's instalados na face superior do banzo, ao redor do montante, do valor da leitura do LVDT instalado na face inferior do banzo, conforme Figura 28.

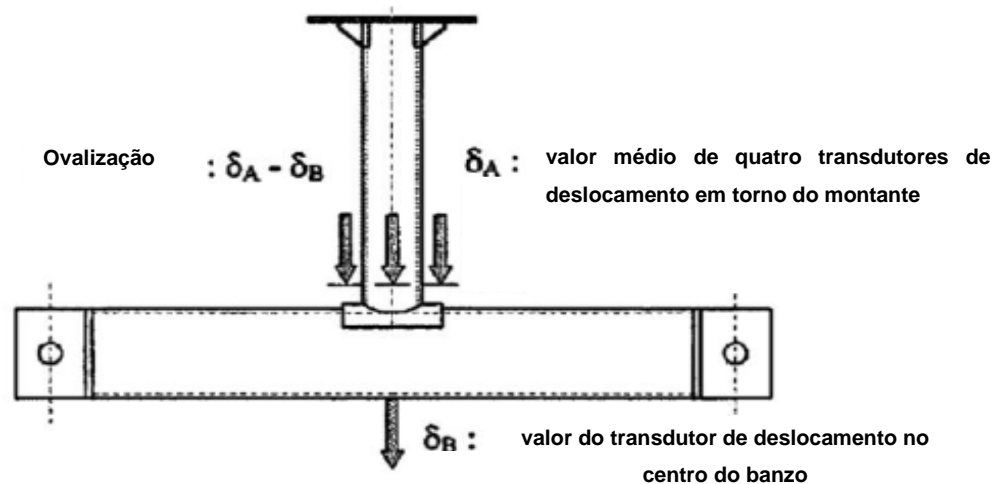


Figura 28 – Modelo para o cálculo da ovalização do banzo [16]

4.5 Calibração do Modelo Numérico

A calibração do modelo numérico desenvolvido na presente dissertação considerou as ligações EX-07 e EX-11 ensaiadas por Choo et al. [16] cujas características são apresentadas na Tabela 5 de acordo com a Figura 21. A placa de reforço possui comprimento longitudinal no banzo igual ao comprimento de seu arco na seção transversal do banzo, ou seja, geometria quadrada com os lados intitulados por L_d . O comprimento do banzo foi estabelecido por 2840 mm e do montante por 1100 mm adicionado de 10 vezes a espessura da solda.

Tabela 5 – Características do modelo EX-07 e EX-11 [16]

Dados do Modelo EX_07							
d_0 (mm)	d_1 (mm)	t_0 (mm)	t_1 (mm)	t_d (mm)	L_d (mm)	F_y banzo (N/mm ²)	F_y placa (N/mm ²)
409,5	221,9	8,5	6,8	6,6	305	276	461
Dados do Modelo EX_11							
d_0 (mm)	d_1 (mm)	t_0 (mm)	t_1 (mm)	t_d (mm)	L_d (mm)	F_y banzo (N/mm ²)	F_y placa (N/mm ²)
409,5	114,7	8,5	5,9	6,6	305	276	461

A Figura 29 apresenta uma comparação entre as curvas carga versus deslocamento experimental e numérico para o modelo EX-07 com montante comprimido, bem como os resultados obtidos no intervalo da formulação proposta pelo critério de deformação limite de Lu et al. [36]. Observa-se neste caso que a

curva carga *versus* deslocamento apresenta um pico bem definido, sendo obtida a carga resistente da ligação diretamente através da curva e não sendo, portanto, necessário a utilização do critério de deformação limite. Como ilustrado, a carga de pico é de 415,80 kN que após atingida, a ligação passa a demonstrar resistências menores, em regime plástico.

Observa-se uma boa concordância entre os resultados experimental e numérico. Neste contexto, ressalta-se que a ovalização que se refere o eixo das abscissas do gráfico, representa a deformação da seção transversal do banzo, excluindo o deslocamento global do banzo causado pela flexão.

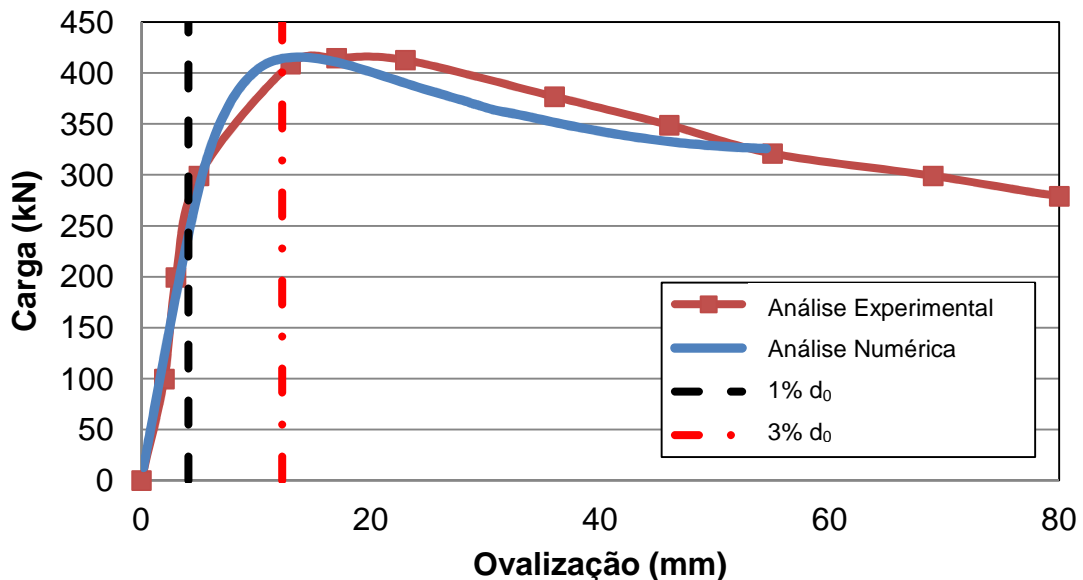


Figura 29 – Curvas de Calibração para o modelo EX-07

A apresenta as curvas carga *versus* deslocamento experimental e numérica, para o modelo EX-11 que está com montante comprimido, bem como os resultados obtidos no intervalo da formulação proposta pelo critério de deformação limite de Lu et al. [36].

Observa-se neste caso, mais uma vez, que a curva carga *versus* deslocamento apresenta um pico bem definido, sendo obtida a carga resistente da ligação diretamente através da curva e não sendo, portanto, necessária a utilização do critério de deformação limite. Como ilustrado, a carga de pico é de 288,36 kN que

após atingida, a ligação passa a demonstrar resistências menores, saindo do regime elástico para o plástico.

A título de comparação, a Figura 31 apresenta a deformada na seção transversal obtida na análise numérica e a deformada obtida no ensaio experimental, para o modelo EX-11 reforçado com placa de Choo et al. [16], que possui o mesmo 2γ do modelo EX-07 porém quase metade de β . Além do considerável entalhe na área de interseção, é observado uma protuberância para fora do plano na placa, primeiramente causada pela flexão global no banzo.

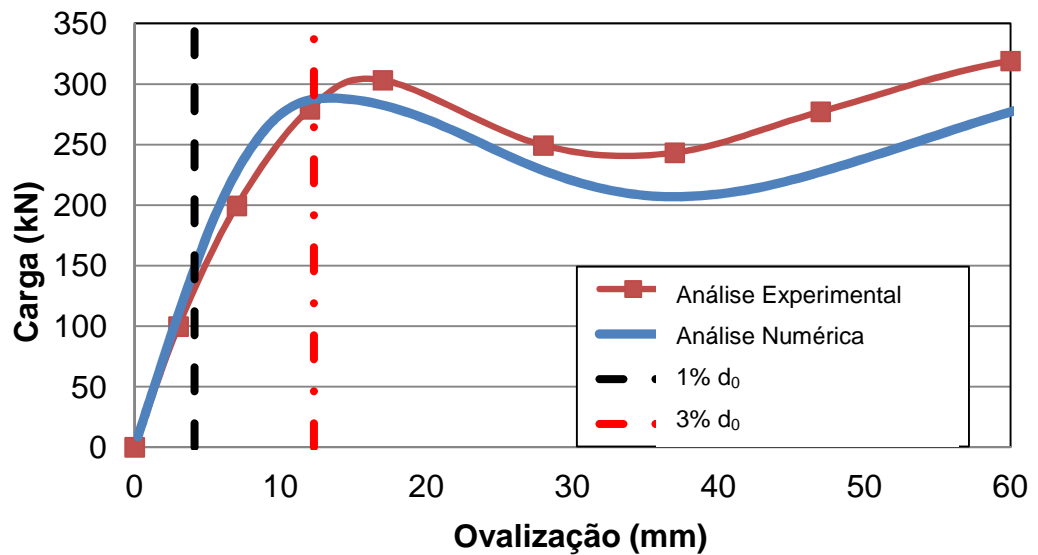
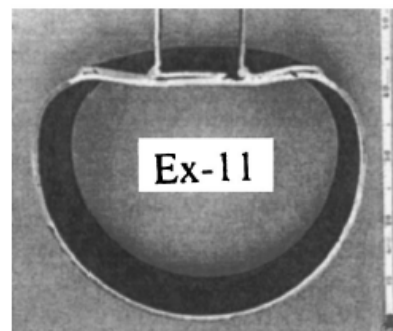
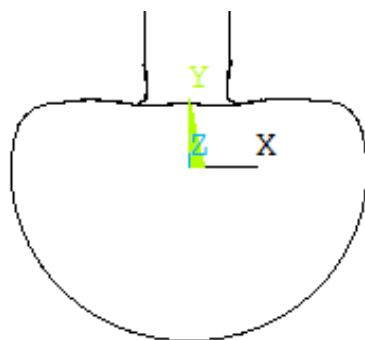


Figura 30 – Curvas de Calibração para o modelo EX-11



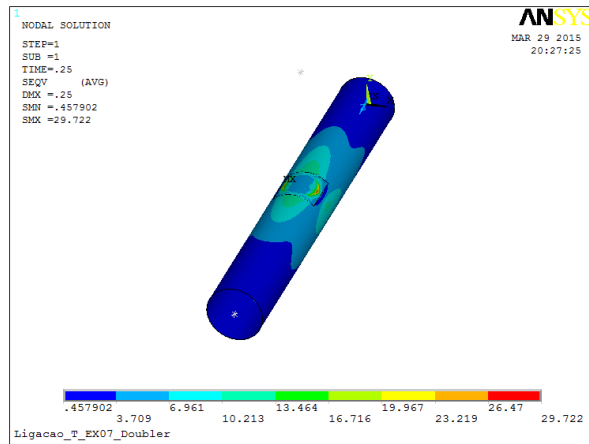
a) Deformada do modelo numérico b) Deformada do ensaio experimental

Figura 31 – Deformação para o modelo EX-11

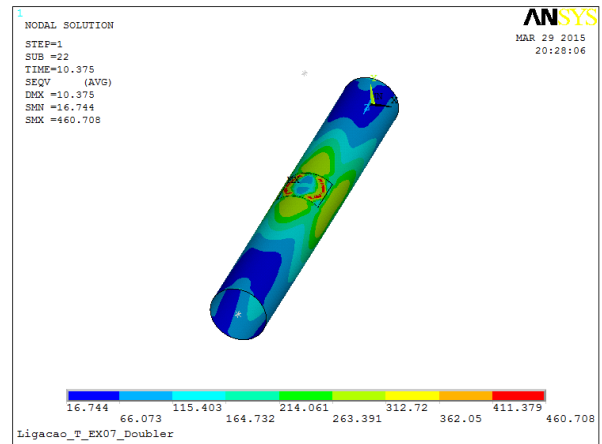
A compatibilidade das forças nas bordas das soldas entre o banzo e a placa provocam deformações no topo da superfície do banzo. Várias áreas de contato entre a placa e o banzo podem ser identificadas (na solda da placa e adjacente a solda do montante e placa), observando-se apenas algumas zonas de separação entre o banzo e a placa. Assim, demonstra-se que para a menor relação de β , a separação entre a placa e o banzo dentro do montante é significativamente menor do que para a ligação EX-07 (como mostrado na Figura 26).

A

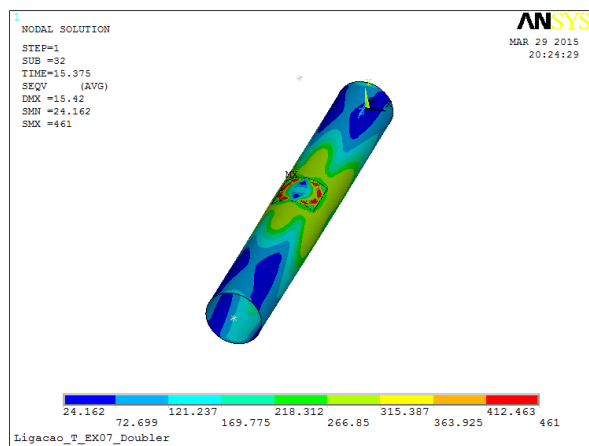
Figura 32 apresenta a evolução dos resultados obtidos na modelagem numérica pela análise da tensão de von Mises. Pode-se concluir que o modo de falha que controla esta ligação é a plastificação da face superior do banzo.



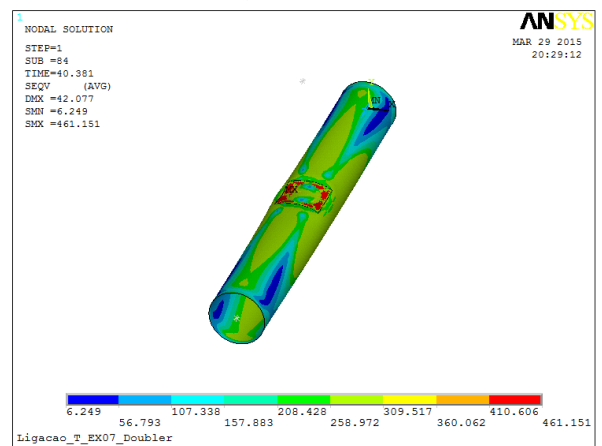
a) Carga = 12,63 kN



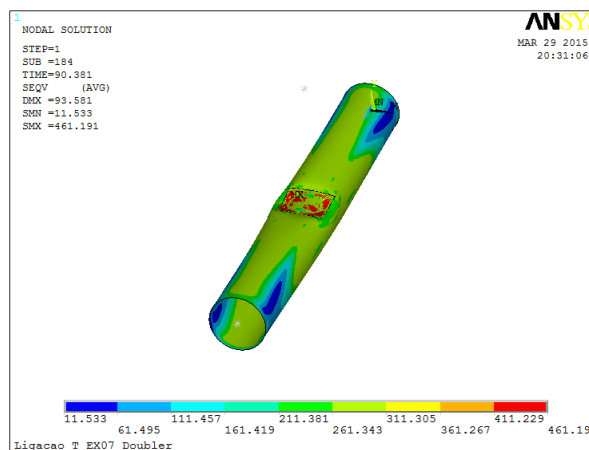
b) Carga = 390,60 kN



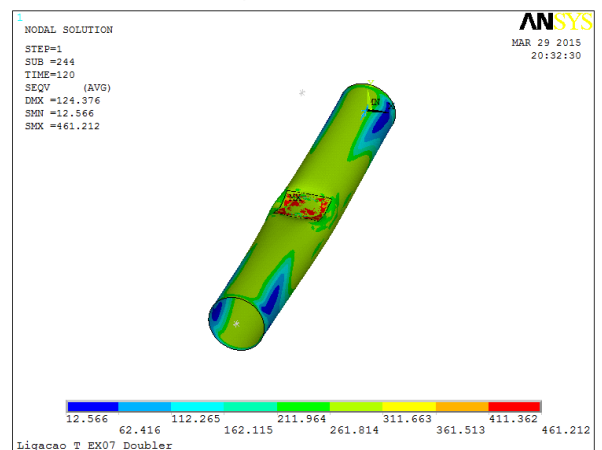
c) Carga = 415,80 kN



d) Carga = 353,14 kN



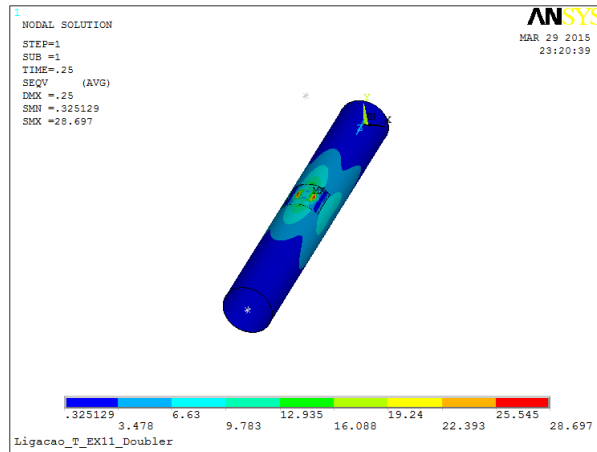
b) Carga = 339,10 kN



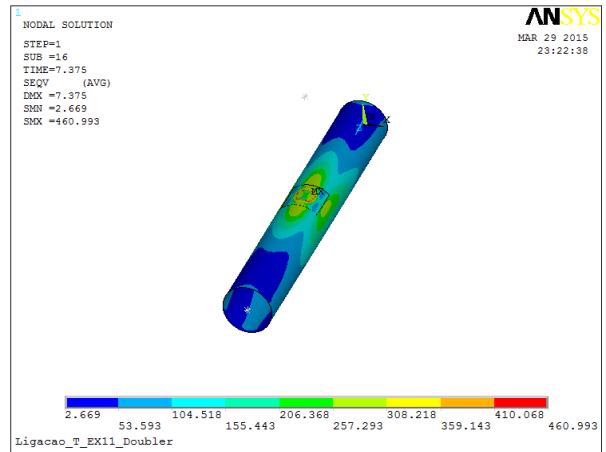
c) Carga = 371,20 kN

Figura 32 – Evolução da Tensão de von Mises no banzo - EX-07 (em MPa)
[16]

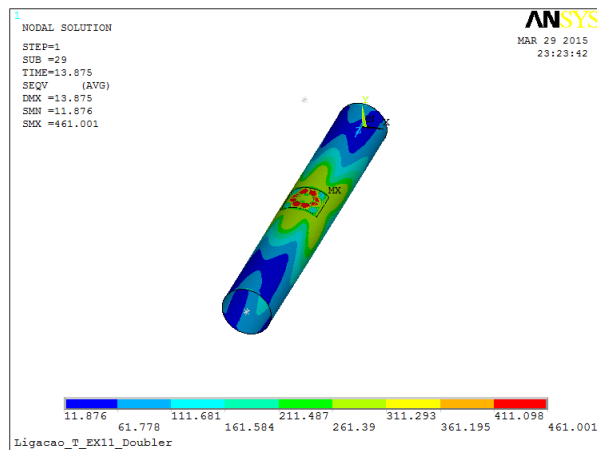
A Figura 33 apresenta a evolução da tensão de von Mises para o modelo EX-11. Novamente, pode-se concluir que o modo de falha que controla esta ligação é a plastificação da face superior do banzo.



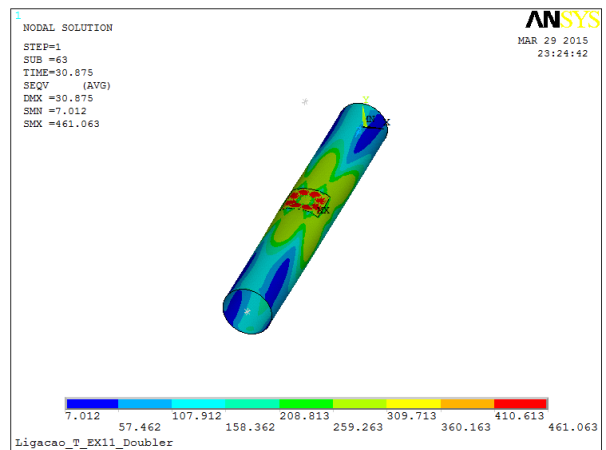
a) Carga = 8,70 kN



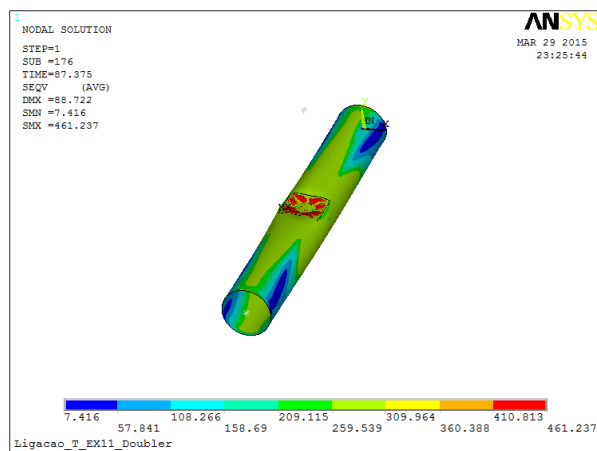
b) Carga = 227,42 kN



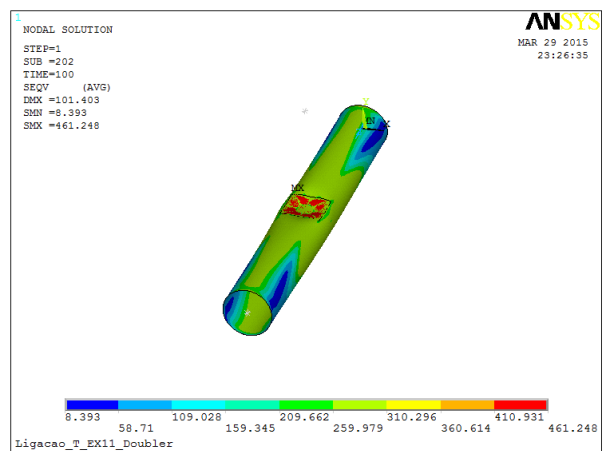
c) Carga = 288,36 kN



d) Carga = 219,94 kN



e) Carga = 319,26 kN



f) Carga = 331,40 kN

Figura 33 – Evolução da Tensão de von Mises no banzo - EX-11 (em MPa) [16]

Para aprimorar a análise numérica, igualou-se a tensão de escoamento do aço da placa de reforço ao valor da tensão de escoamento do aço do banzo, o que gerou uma pequena diferença entre as duas análises conforme ilustrado Figura 34.

Pela boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais, a pesquisa numérica nas placas de reforço das ligações foi estendida nesta dissertação para uma ampla gama de geometrias (diferente tipos de ligações).

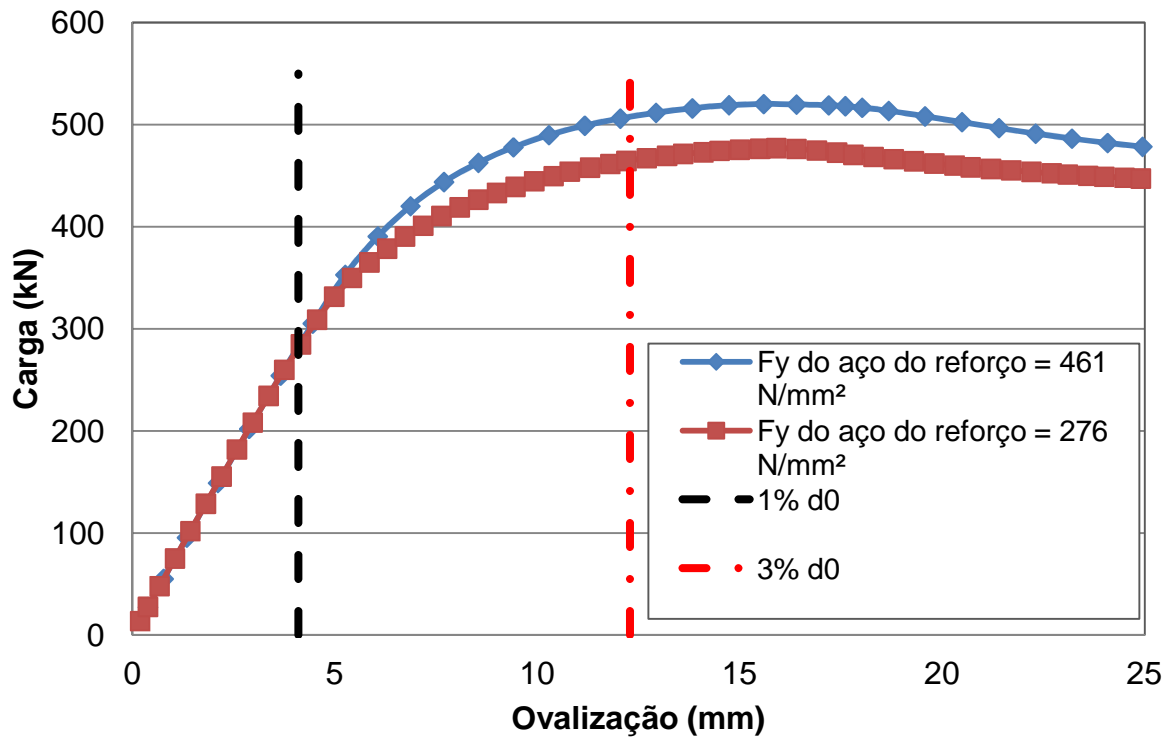


Figura 34 – Comparação dos gráficos com alteração de f_y da placa de reforço

5 ANÁLISE PARAMÉTRICA

5.1 Introdução

A análise paramétrica desenvolvida nesta dissertação teve o objetivo de avaliar a influência da aplicação de reforço tipo placa no ganho de resistência da ligação por meio do modelo numérico que se calibrou no capítulo anterior. A proposta permeia-se na investigação da aplicabilidade das equações fornecidas pelos guias de dimensionamento de projetos estruturais - EC3 1-8 [13], ISO 14346 [15] e Norma Brasileira 16239:2013 [9].

O trabalho consistiu na análise de 74 modelos selecionados de acordo com a disponibilidade do mercado brasileiro de perfis tubulares CHS com costura oferecidos pelo catálogo da TUPER [7]. Ressalta-se que apenas as constantes geométricas dos perfis deste catálogo foram utilizadas para análise dos modelos. Destaca-se, também, que no desenvolvimento dos respectivos modelos, buscou-se atender a todos os limites geométricos preconizados pelo EC3 1-8 [13] e pela Norma Brasileira 16239:2013 [9], bem como respeitar os limites do comprimento do banzo, para que seja priorizado, primeiramente, a falha da ligação. A tensão de escoamento do banzo, do montante e da placa de reforço foram dadas por 345 N/mm². Já para a solda a tensão de escoamento foi dada por 800 N/mm² de forma a evitar que a mesma controlasse a falha na ligação. A espessura da solda foi estabelecida igual a espessura do banzo.

5.2 Avaliação da Influência do Comprimento do Reforço Tipo Placa

Em um primeiro momento foram analisados 36 modelos, aumentando o comprimento da placa de reforço - L_d , em função do diâmetro do banzo para avaliação da influência do comprimento do reforço no ganho de resistência da ligação. Como apresentado na Tabela 6, os modelos analisados receberam reforços com comprimento correspondentes a d_0 , $1,5d_0$, $2d_0$, $2,5d_0$ e $3d_0$, respectivamente.

As análises dos modelos apresentados na Tabela 6 são efetuadas pelas curvas cargas *versus* ovalização demonstradas da Figura 35 a Figura 40. Observando-se as curvas, verifica-se que a resistência da ligação aumenta com o aumento do comprimento da placa de reforço. Porém, percebe-se ainda, que a partir do aumento do comprimento da placa de 1 vez o diâmetro do banzo, o ganho de resistência da ligação não se torna muito significativo.

Aplicando-se as equações de dimensionamento do EC3 1-8 [13], e da NBR 16239:2013 [9], bem como o critério de deformação limite de $3\%b_0$, respectivamente, obtêm-se os resultados apresentados na Tabela 7. Nesta tabela, $N_{1,Rd}$ representa a carga resistente da ligação pelas duas normas, que neste caso, são iguais para todas elas sem a consideração do reforço. As variáveis N_s , N_u e N_{pico} representam as cargas resistentes referentes ao estado limite de serviço, estado limite último e carga de pico respectivamente; N_{def} é a carga resistente adotada de acordo com a razão N_u/N_s ou N_{pico} .

Para as ligações utilizadas nesta dissertação, a carga resistente encontrada foi de N_{pico} , com exceção do modelo 6.31 - Tabela 7 – em que se encontrou $N_s = 190$ kN, $N_u = 235$ kN e $N_u/N_s = 1,24 < 1,5$, adotando-se assim, o valor de $N_u = 235$ kN para N_{def} .

Aplicando-se as equações de dimensionamento do CIDECT [14], bem como o critério de deformação limite de $3\%b_0$, respectivamente, obtêm-se os resultados apresentados na Tabela 8. Nesta tabela, $N_{1,Rd}$ representa a carga resistente da ligação pelas duas normas que neste caso são iguais para todas elas, sem a consideração do reforço. As variáveis N_s , N_u e N_{pico} representam as cargas resistentes referentes ao estado limite de serviço, estado limite último e carga de pico respectivamente; N_{def} é a carga resistente adotada de acordo com a razão N_u/N_s ou N_{pico} . Para as ligações utilizadas nesta dissertação, a carga resistente encontrada foi de N_{pico} , com exceção do modelo 6.31 - Tabela 8 – em que se encontrou $N_s = 190$ kN, $N_u = 235$ kN e $N_u/N_s = 1,24 < 1,5$, adotando-se assim, o valor de $N_u = 235$ kN para N_{def} .

Para o conjunto de ligações dos grupos 1 a 6 foram analisados modelos sem reforço e com reforço em que foram utilizadas chapas com a mesma espessura do banzo. Os resultados mostram que quanto maior o comprimento do reforço, maior é a carga resistente. Porém, quando o aumento do comprimento passa de uma vez o

diâmetro do banzo, o incremento na resistência passa a não ser muito significativo, como ilustrado nas Figura 35 a Figura 40 e registrados nas Tabela 9 a Tabela 14.

Tabela 6 – Características dos Modelos Numéricos (sem reforço e com reforço)

Grupo	Modelo	d_0 (mm)	t_0 (mm)	d_1 (mm)	t_1 (mm)	t_d (mm)	β	2γ - banzo	L_d (mm)
1	1.1	323,8	8	101,6	6,3	8	0,31	40,48	-
	1.2								323,8
	1.3								485,7
	1.4								647,6
	1.5								809,5
	1.6								971,4
2	2.7	323,8	8	82,55	6,3	8	0,25	40,48	-
	2.8								323,8
	2.9								485,7
	2.10								647,6
	2.11								809,5
	2.12								971,4
3	3.13	254	6,3	152,4	6,3	6,3	0,60	40,32	-
	3.14								254,0
	3.15								381,0
	3.16								508,0
	3.17								635,0
	3.18								762,0
4	4.19	203,2	6,3	120	6,3	6,3	0,59	32,25	-
	4.20								203,2
	4.21								304,8
	4.22								406,4
	4.23								508,0
	4.24								609,6
5	5.25	152,4	6,3	82,55	6,3	6,3	0,54	24,19	-
	5.26								152,4
	5.27								228,6
	5.28								304,8
	5.29								381,0
	5.30								457,2
6	6.31	139,7	6,3	82,55	6,3	6,3	0,59	22,17	-
	6.32								139,7
	6.33								209,5
	6.34								279,4
	6.35								349,2
	6.36								419,1

Tabela 7 – Características geométricas e resistências dos modelos numéricos para EC3 1-8 [13] e NBR 16239:2013 [9] ($N_{1,Rd}$) [kN]

Grupo	Modelo	d_0 (mm)	β	2γ - banzo	N_{pico}	N_{def}	$N_{1,Rd}$	$N_{def}/N_{1,Rd}$
1	1.1	323,80	0,31	40,48	229,29	229,29	169,15	1,36
	1.2				374,00	374,00		2,21
	1.3				382,34	382,34		2,26
	1.4				387,22	387,22		2,29
	1.5				392,05	392,05		2,32
	1.6				397,89	397,89		2,35
2	2.7	323,80	0,25	40,48	194,36	194,36	150,01	1,30
	2.8				329,19	329,19		2,19
	2.9				337,23	337,23		2,25
	2.10				342,00	342,00		2,28
	2.11				347,00	347,00		2,31
	2.12				353,00	353,00		2,35
3	3.13	254,00	0,60	40,32	259,73	259,73	197,55	1,31
	3.14				350,00	350,00		1,77
	3.15				377,20	377,20		1,91
	3.16				381,25	381,25		1,93
	3.17				383,30	383,30		1,94
	3.18				385,69	385,69		1,95
4	4.19	203,20	0,59	32,25	278,77	278,77	185,11	1,51
	4.20				375,36	375,36		2,03
	4.21				396,78	396,78		2,14
	4.22				400,13	400,13		2,16
	4.23				403,00	403,00		2,18
	4.24				405,59	405,59		2,19
5	5.25	152,40	0,54	24,19	223,53	223,53	157,05	1,42
	5.26				302,40	302,40		1,93
	5.27				315,87	315,87		2,01
	5.28				319,66	319,66		2,04
	5.29				322,49	322,49		2,05
	5.30				325,42	325,42		2,07
6	6.31	139,70	0,59	22,17		235*	171,88	1,37
	6.32				299,60	299,60		1,74
	6.33				316,08	316,08		1,84
	6.34				320,40	320,40		1,86
	6.35				323,11	323,11		1,88
	6.36				326,16	326,16		1,90

Tabela 8 – Características geométricas e resistências dos modelos numéricos para ISO 14346 [15] ($N_{1,Rd}$) [kN]

Grupo	Modelo	d_0 (mm)	β	2γ - banzo	N_{pico}	N_{def}	$N_{1,Rd}$	$N_{def}/N_{1,Rd}$
1	1.1	323,80	0,31	40,48	229,29	229,29	139,92	1,64
	1.2				374,00	374,00		2,67
	1.3				382,34	382,34		2,73
	1.4				387,22	387,22		2,77
	1.5				392,05	392,05		2,80
	1.6				397,89	397,89		2,84
2	2.7	323,80	0,25	40,48	194,36	194,36	120,85	1,61
	2.8				329,19	329,19		2,72
	2.9				337,23	337,23		2,79
	2.10				342,00	342,00		2,83
	2.11				347,00	347,00		2,87
	2.12				353,00	353,00		2,92
3	3.13	254,00	0,60	40,32	259,73	259,73	179,07	1,45
	3.14				350,00	350,00		1,95
	3.15				377,20	377,20		2,11
	3.16				381,25	381,25		2,13
	3.17				383,30	383,30		2,14
	3.18				385,69	385,69		2,15
4	4.19	203,20	0,59	32,25	278,77	278,77	167,45	1,66
	4.20				375,36	375,36		2,24
	4.21				396,78	396,78		2,37
	4.22				400,13	400,13		2,39
	4.23				403,00	403,00		2,41
	4.24				405,59	405,59		2,42
5	5.25	152,40	0,54	24,19	223,53	223,53	140,44	1,59
	5.26				302,40	302,40		2,15
	5.27				315,87	315,87		2,25
	5.28				319,66	319,66		2,28
	5.29				322,49	322,49		2,30
	5.30				325,42	325,42		2,32
6	6.31	139,70	0,59	22,17		235,00*	155,50	1,51
	6.32				299,60	299,60		1,93
	6.33				316,08	316,08		2,03
	6.34				320,40	320,40		2,06
	6.35				323,11	323,11		2,08
	6.36				326,16	326,16		2,10

O grupo 1 possui perfis com banzo de diâmetro 323,8 mm e espessura da parede de 8 mm e montante de diâmetro de 101,6 mm com espessura de parede de 6,3 mm, chapas de reforço com a mesma espessura do banzo - 8 mm – e comprimentos de 323,8 mm, 485,7 mm, 647,6 mm, 809,5 mm e 971,4 mm, respectivamente.

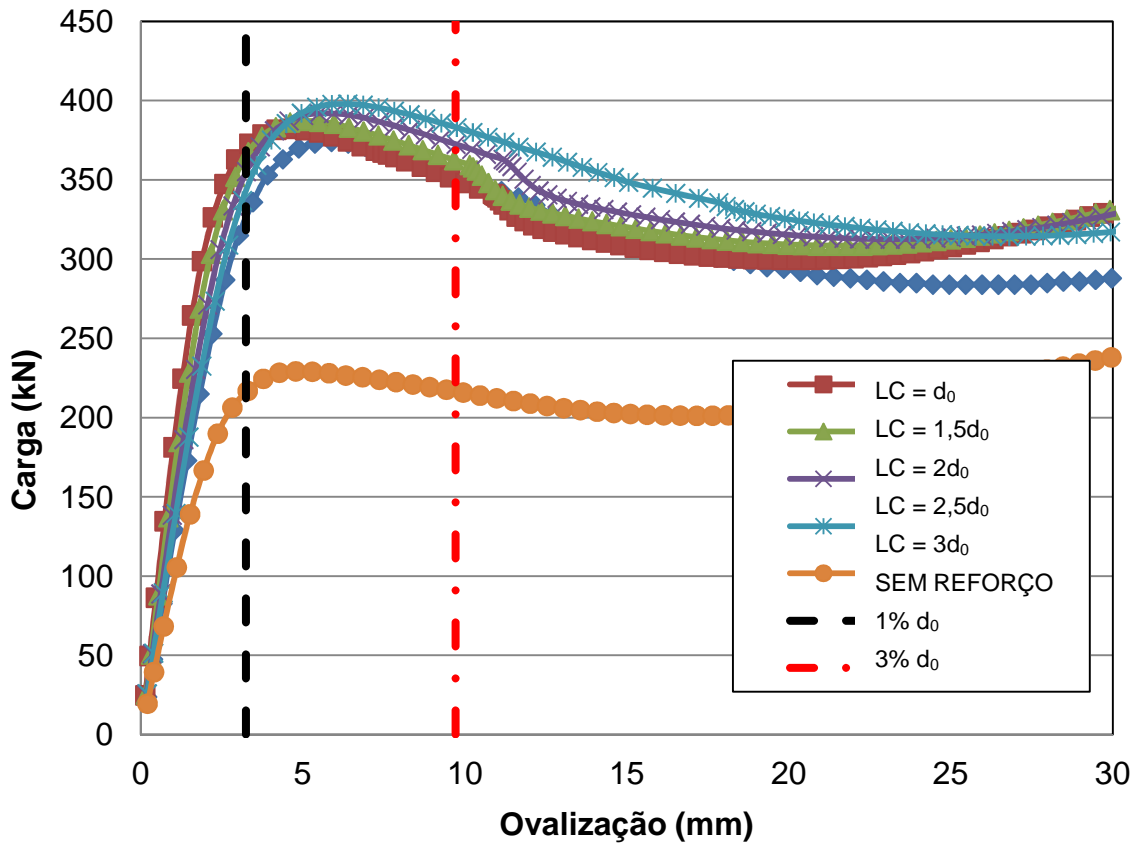


Figura 35 – Grupo 1 - CHS 323,8 x 8 e CHS 101,6 x 6,3

Tabela 9 – Análise da influência do comprimento do reforço no ganho de carga da ligação do grupo 1

Tipo	Carga Máxima (kN)	Ganho de carga em relação a ligação sem reforço (kN)	% de ganho em relação a ligação sem reforço
Sem Reforço	229,29		
LC= d_0	374,00	144,71	63,12
LC= 1,5 d_0	382,34	153,05	66,75
LC= 2 d_0	387,22	157,94	68,88
LC= 2,5 d_0	392,05	162,76	70,99
LC= 3 d_0	397,89	168,60	73,53

O grupo 2 possui perfis com banzo de diâmetro 323,8 mm e espessura da parede de 8 mm e montante de diâmetro de 82,55 mm com espessura de parede de 6,3 mm, chapas de reforço com a mesma espessura do banzo - 8 mm – e comprimentos de 323,8 mm, 485,7 mm, 647,6 mm, 809,5 mm e 971,4 mm, respectivamente.

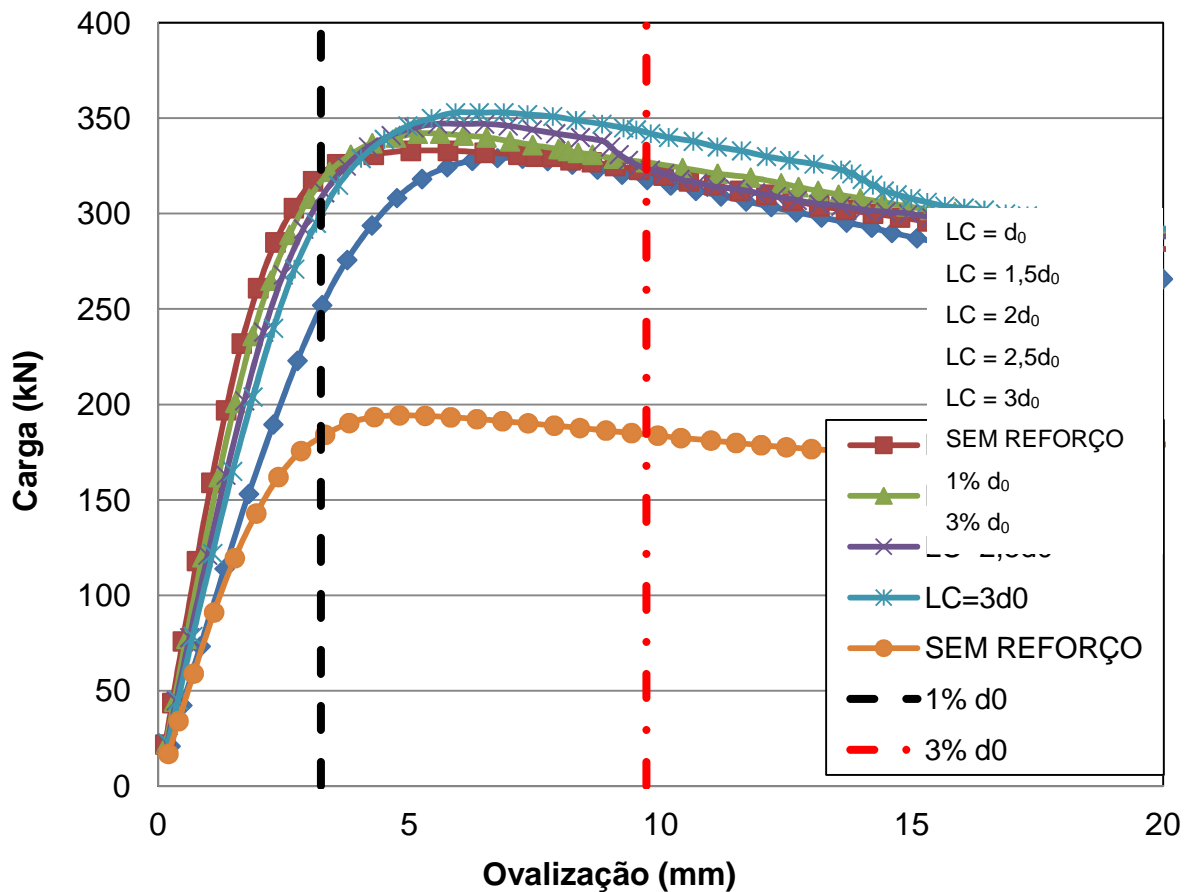


Figura 36 – Grupo 2 - CHS 323,8 x 8 e CHS 82,5 x 6,3

Tabela 10 – Análise da influência do comprimento do reforço no ganho de carga da ligação do grupo 2

Tipo	Carga Máxima (kN)	Ganho de carga em relação a ligação sem reforço (kN)	% de ganho em relação a ligação sem reforço
Sem Reforço	194,36		
LC= d_0	329,19	134,83	69,37
LC= 1,5 d_0	337,23	142,87	73,51
LC= 2 d_0	342,00	147,64	75,96
LC= 2,5 d_0	347,00	152,64	78,54
LC= 3 d_0	353,00	158,64	81,62

O grupo 3 possui perfis com banzo de diâmetro 254 mm e espessura da parede de 6,3 mm e montante de diâmetro de 152,4 mm com espessura de parede de 6,3 mm, chapas de reforço com a mesma espessura do banzo - 6,3 mm – e comprimentos de 254 mm, 381 mm, 508 mm, 635 mm e 762 mm, respectivamente.

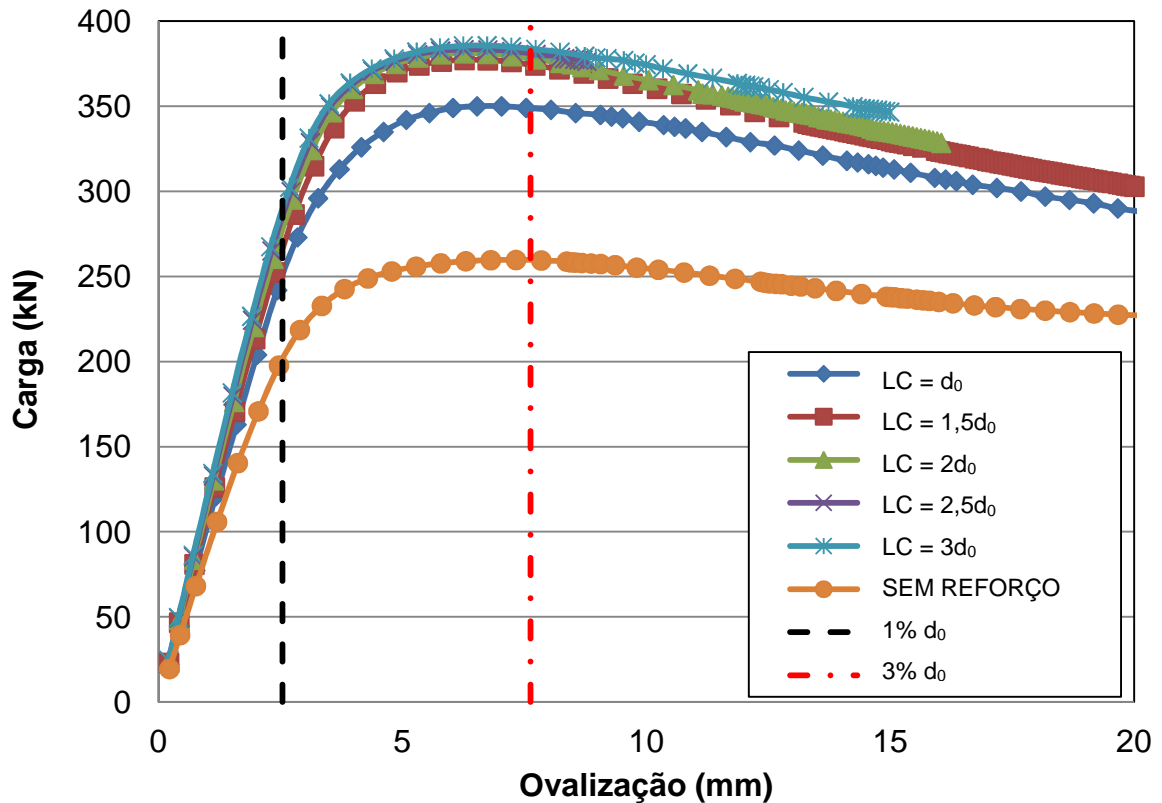


Figura 37 – Grupo 3 - CHS 254 x 6,3 e CHS 152,4 x 6,3

Tabela 11 – Análise da influência do comprimento do reforço no ganho de carga da ligação do grupo 3

Tipo	Carga Máxima (kN)	Ganho de carga em relação a ligação sem reforço (kN)	% de ganho em relação a ligação sem reforço
Sem Reforço	259,73		
LC= d_0	350,00	90,27	34,76
LC= 1,5 d_0	377,14	117,41	45,20
LC= 2 d_0	381,25	121,52	46,79
LC= 2,5 d_0	383,30	123,57	47,57
LC= 3 d_0	385,69	125,96	48,50

O grupo 4 possui perfis com banzo de diâmetro 203,2 mm e espessura da parede de 6,3 mm e montante de diâmetro de 120 mm com espessura de parede de 6,3 mm, chapas de reforço com a mesma espessura do banzo - 6,3 mm – e comprimentos de 203,2 mm, 304,8 mm, 406,4 mm, 508 mm e 609,6 mm, respectivamente.

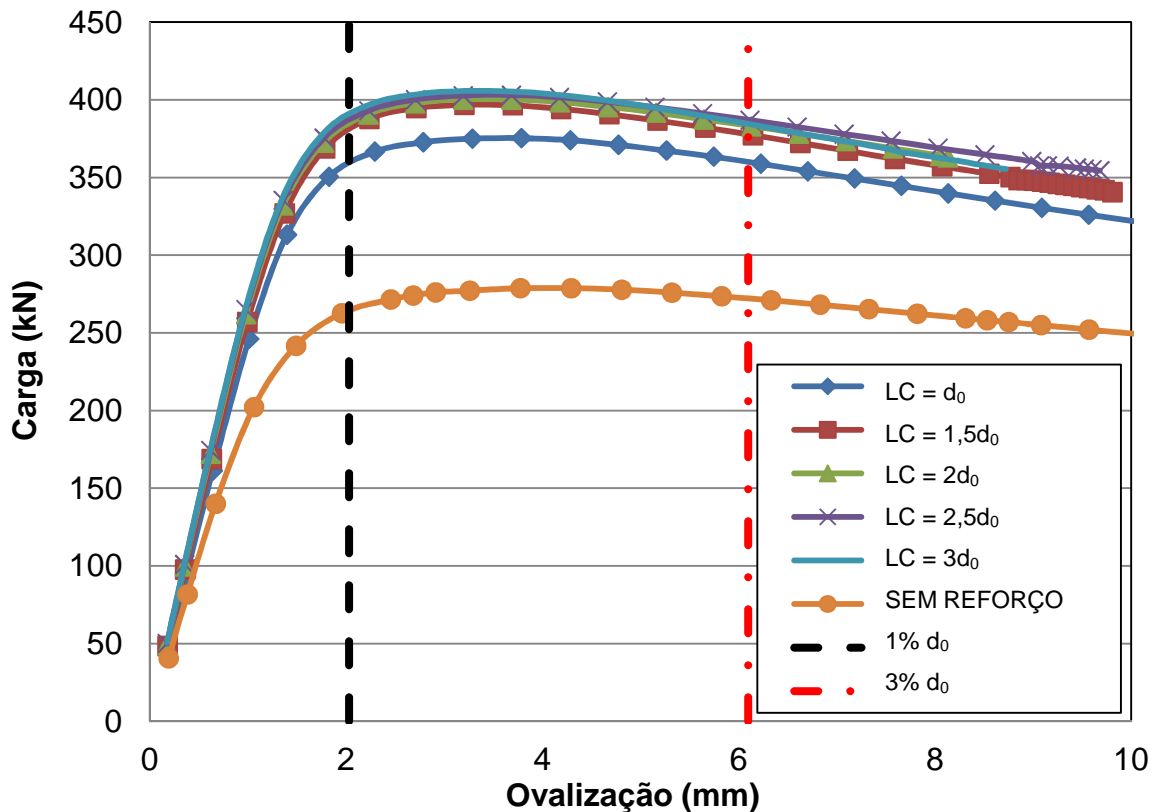


Figura 38 – Grupo 4 - CHS 203,2 x 6,3 e CHS 120 x 6,3

O grupo 5 possui perfis com banzo de diâmetro 152,4 mm e espessura da parede de 6,3 mm e montante de diâmetro de 82,55 mm espessura de parede de 6,3 mm, chapas de reforço com a mesma espessura do banzo - 6,3 mm – e comprimentos de 152,4 mm, 228,6 mm, 304,8 mm, 381 mm e 457,2 mm, respectivamente.

Tabela 12 – Análise da influência do comprimento do reforço no ganho de carga da ligação do grupo 4

Tipo	Carga Máxima (kN)	Ganho de carga em relação a ligação sem reforço (kN)	% de ganho em relação a ligação sem reforço
Sem Reforço	278,77		
LC= d_0	375,36	96,59	34,65
LC= 1,5 d_0	396,78	118,01	42,33
LC= 2 d_0	400,13	121,36	43,53
LC= 2,5 d_0	403,00	124,23	44,56
LC= 3 d_0	405,59	126,81	45,49

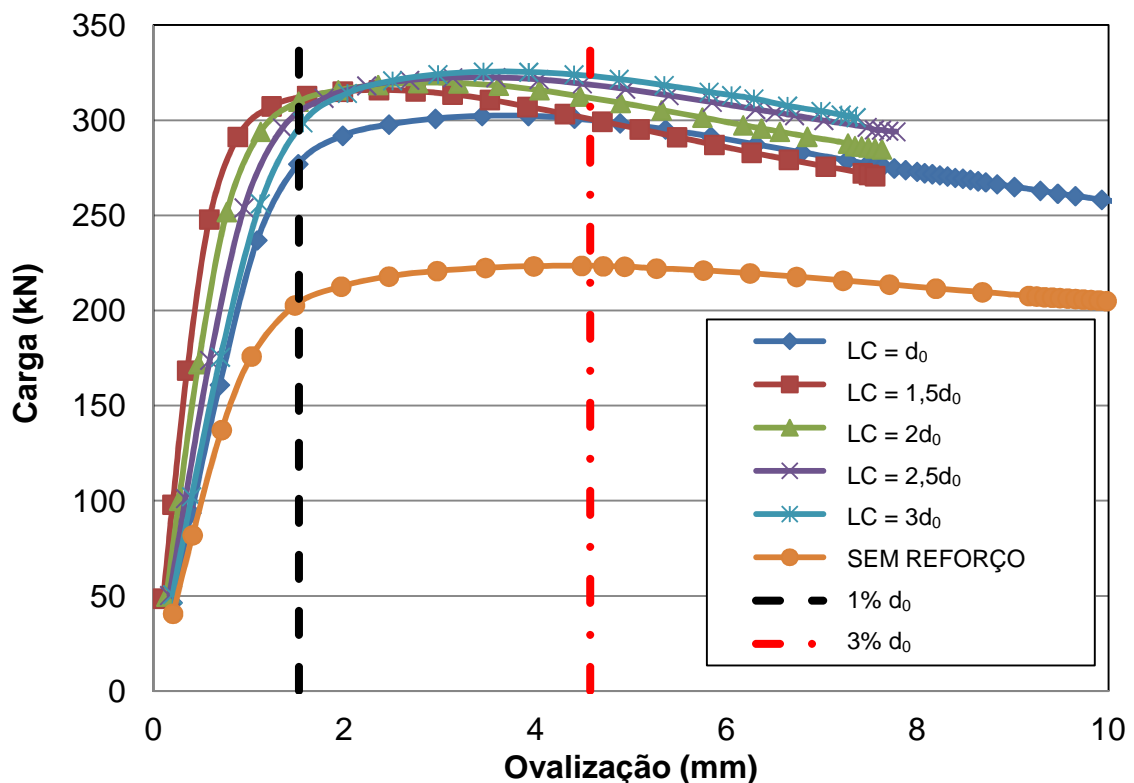


Figura 39 – Grupo 5 - CHS 152,4 x 6,3 e CHS 82,55 x 6,3

Tabela 13 – Análise da influência do comprimento do reforço no ganho de carga da ligação do grupo 5

Tipo	Carga Máxima (kN)	Ganho de carga em relação a ligação sem reforço (kN)	% de ganho em relação a ligação sem reforço
Sem Reforço	223,53	-	-
LC= d_0	302,40	78,87	35,28
LC= 1,5 d_0	315,87	92,35	41,31
LC= 2 d_0	319,66	96,14	43,01
LC= 2,5 d_0	322,49	98,96	44,27
LC= 3 d_0	325,42	101,89	45,58

O grupo 6 possui perfis com banzo de diâmetro 139,7 mm e espessura da parede de 6,3 mm e montante de diâmetro de 82,55 mm com espessura de parede de 6,3 mm, chapas com a mesma espessura do banzo - 6,3 mm – e comprimentos de 139,7 mm, 209,55 mm, 279,4 mm, 349,25 mm e 419,1 mm, respectivamente.

Tabela 14 – Análise da influência do comprimento do reforço no ganho de carga da ligação do grupo 6

Tipo	Carga Máxima (kN)	Ganho de carga em relação a ligação sem reforço (kN)	% de ganho em relação a ligação sem reforço
Sem Reforço	235,00		
LC= d_0	299,60	64,60	27,49
LC= 1,5 d_0	316,08	81,08	34,50
LC= 2 d_0	320,40	85,40	36,34
LC= 2,5 d_0	323,11	88,11	37,49
LC= 3 d_0	326,16	91,16	38,79

Analisando-se os dados apresentados na Tabela 9 a Tabela 14 observa-se que todos os modelos apresentam ganho percentual de resistência em relação a ligação sem reforço, conforme se aumenta o comprimento do reforço. Observa-se, também, que ao diminuir o fator 2γ , diminui-se o ganho percentual da resistência da ligação com reforço em relação a ligação não reforçada, conforme demonstra-se na Figura 41.

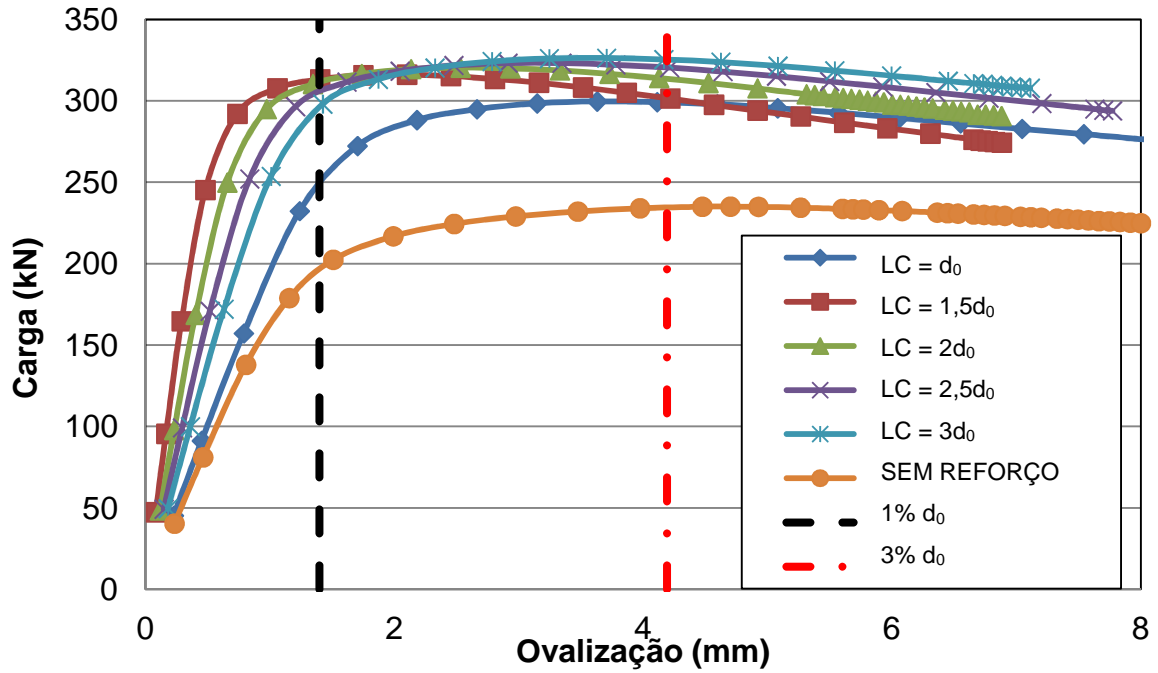


Figura 40 – Grupo 6 - CHS 139,7 x 6,3 e CHS 82,55 x 6,3

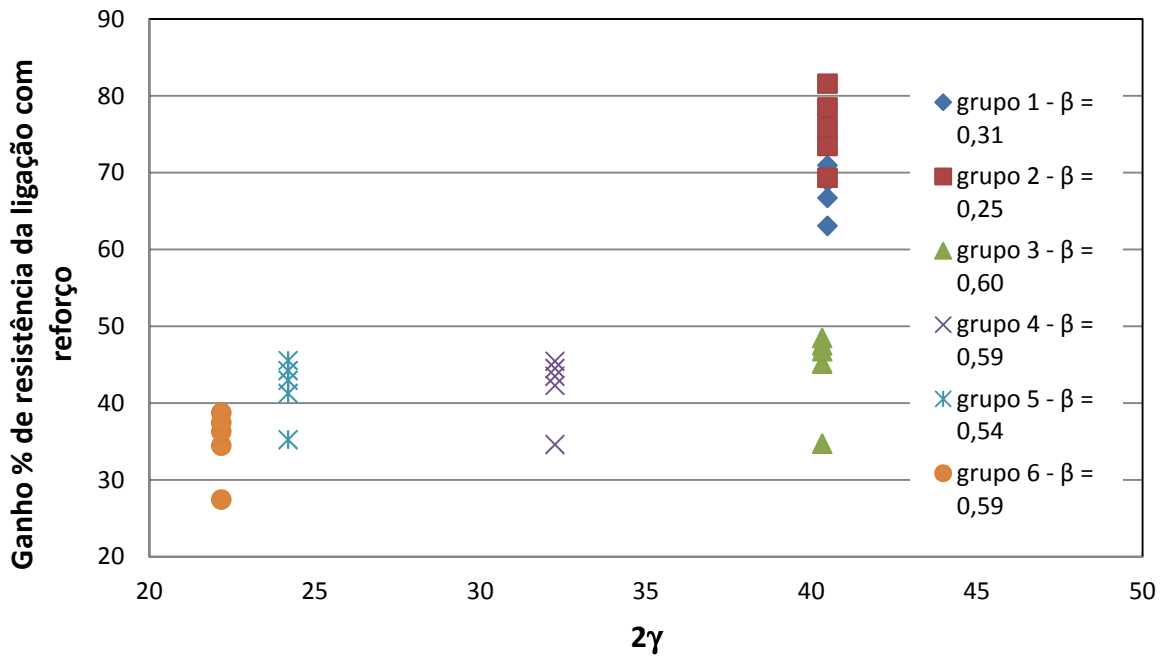


Figura 41 – Ganho de resistência x variação de 2γ

5.3 Avaliação da Influência do Parâmetro β

Em um segundo momento, foram comparados os resultados de 50 modelos, sendo 25 modelos sem reforço, como apresentado na Tabela 15 e mais 25 dos respectivos modelos com aplicação de reforço com a mesma espessura do banzo e comprimento e largura com medida de uma vez o diâmetro do banzo, como apresentado na Tabela 16, de forma a se avaliar a influência do parâmetro β no comportamento das ligações estudadas nesta dissertação.

Como resposta destas análises, apresenta-se da Figura 42 a Figura 46, o conjunto de curvas para cada modelo sem reforço e com aplicação de reforço com medida de comprimento de 1 vez o diâmetro do banzo. Os resultados mostram que a aplicação do reforço aumenta de forma significativa a resistência da ligação.

Os gráficos possuem legenda simplificada para melhor visualização e análise das curvas. Assim, as ligações sem reforço são descritas por SR e as ligações com reforço por CR. A fim de promover melhor caracterização de cada modelo inseriu-se também o diâmetro do montante e o parâmetro β , identificando assim, como exemplo, a ligação 1 sem reforço do grupo 9 como SR_152,4_0,47.

Tabela 15– Características dos Modelos Numéricos sem reforço

	Modelo	d_0 (mm)	t_0 (mm)	d_1 (mm)	t_1 (mm)	β	2γ - banzo
GRUPO 9	1	323,80	8,00	152,40	6,30	0,47	40,48
	2			139,70		0,43	
	3			120,00		0,37	
	4			101,60		0,31	
	5			82,55		0,25	
GRUPO 10	6	254,00	6,30	152,40	6,30	0,60	40,48
	7			139,70		0,55	
	8			120,00		0,47	
	9			101,60		0,40	
	10			82,55		0,33	
GRUPO 11	11	203,20	6,30	120,00	6,30	0,59	32,25
	12			101,60		0,50	
	13			82,55		0,41	
	14			70,00		0,34	
	15	16,00	63,50	0,31	12,70		

GRUPO 12	16	152,40	6,30	82,55	6,30	0,54	24,19
	17			70,00		0,46	
	18			63,50		0,42	
	19			55,00	4,75	0,36	
	20			50,80		0,33	
GRUPO 13	21	139,70	6,30	82,55	6,30	0,59	22,17
	22			70,00		0,50	
	23			63,50		0,45	
	24			55,00	4,75	0,39	
	25			50,80		0,36	

Da Figura 42 a Figura 46 são apresentados os resultados dos modelos dos grupos 9 ao 13 sem e com reforço com variação de β provocada pela alteração do montante. Estes resultados são resumidos da Tabela 17 a Tabela 21. Percebe-se que quanto maior o diâmetro do montante, ou seja, maior o valor de β , maior é a resistência da ligação. Verifica-se também que quanto maior o valor de β , menor é o ganho de resistência da ligação ao se usar o reforço.

Para o modelo 15 do grupo 11 utilizou-se o valor de 16 mm na espessura do banzo, pois a espessura de 6,3 mm utilizada para os outros modelos deste grupo, apresentou problemas na convergência durante o processamento deste modelo. Ressalta-se que o referido modelo não foi lançado na Figura 44 para preservar a homogeneidade dos dados do banzo e possível comparação na análise dos dados.

Tabela 16 – Características dos Modelos Numéricos com reforço

	Modelo	d_0 (mm)	t_0 (mm)	d_1 (mm)	t_1 (mm)	t_d (mm)	L_d (mm)	β	2γ - banzo
GRUPO 9	1	323,80	8,00	152,40	6,30	8,00	323,80	0,47	40,48
	2			139,70				0,43	
	3			120,00				0,37	
	4			101,60				0,31	
	5			82,55				0,25	
GRUPO 10	6	254,00	6,30	152,40	6,30	6,30	254,00	0,60	40,48
	7			139,70				0,55	
	8			120,00				0,47	
	9			101,60				0,40	
	10			82,55				0,33	
GRUPO 11	11	203,20	6,30	120,00	6,30	6,30	203,20	0,59	32,25
	12			101,60				0,50	

	13			82,55				0,41	
	14			70,00				0,34	
	15		16,00	63,50				0,31	12,70
GRUPO 12	16	152,40	6,30	82,55	6,30	6,30	152,40	0,54	24,19
	17			70,00				0,46	
	18			63,50				0,42	
	19			55,00	4,75			0,36	
	20			50,80				0,33	
GRUPO 13	21	139,70	6,30	82,55	6,30	6,30	139,70	0,59	22,17
	22			70,00				0,50	
	23			63,50				0,45	
	24			55,00	4,75			0,39	
	25			50,80				0,36	

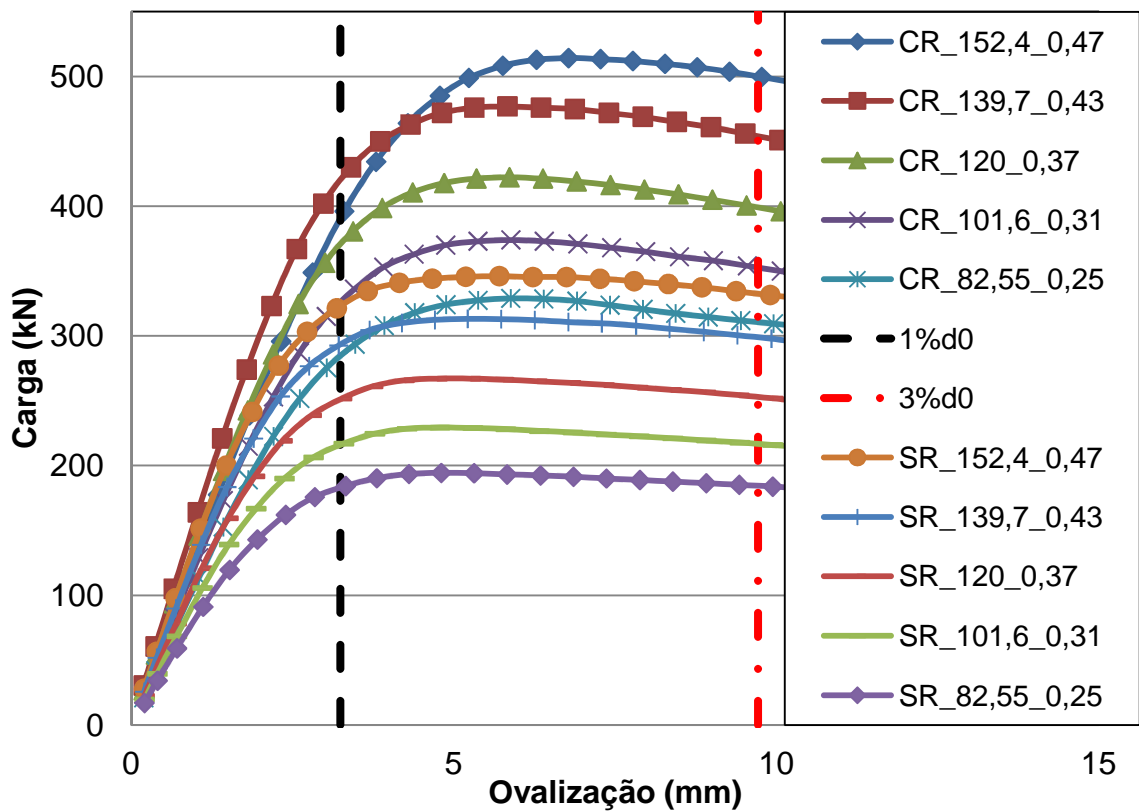


Figura 42 – Banzo CHS 323,8 x 8 mm (Grupo 9)

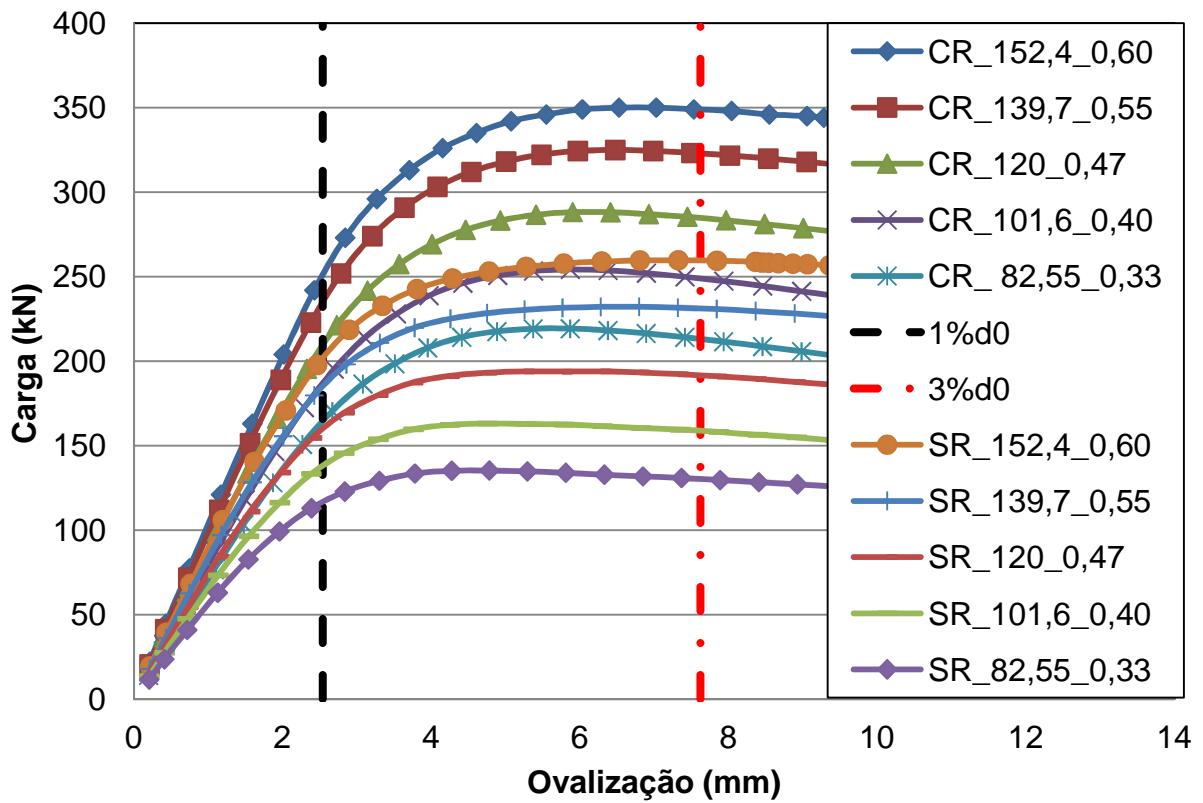


Figura 43 – Banzo CHS 254 x 6,3 mm (Grupo 10)

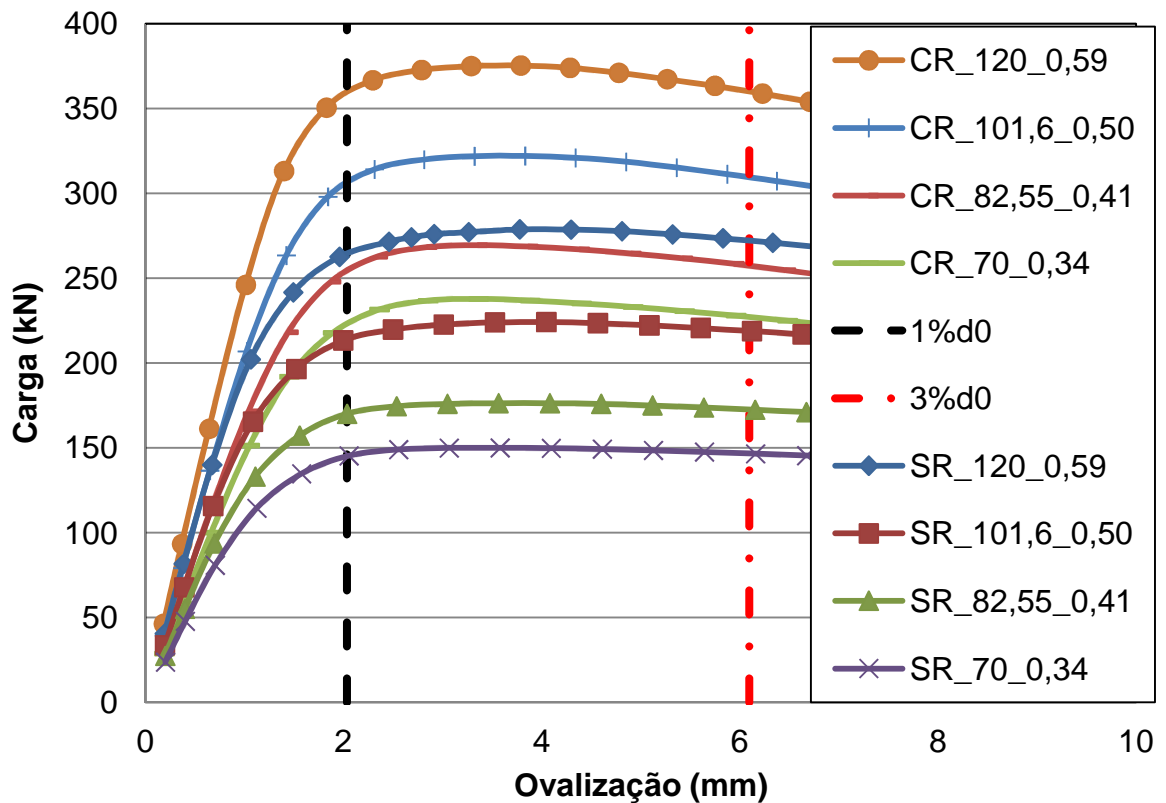


Figura 44 – Banzo CHS 203,2 x 6,3 mm (Grupo 11)

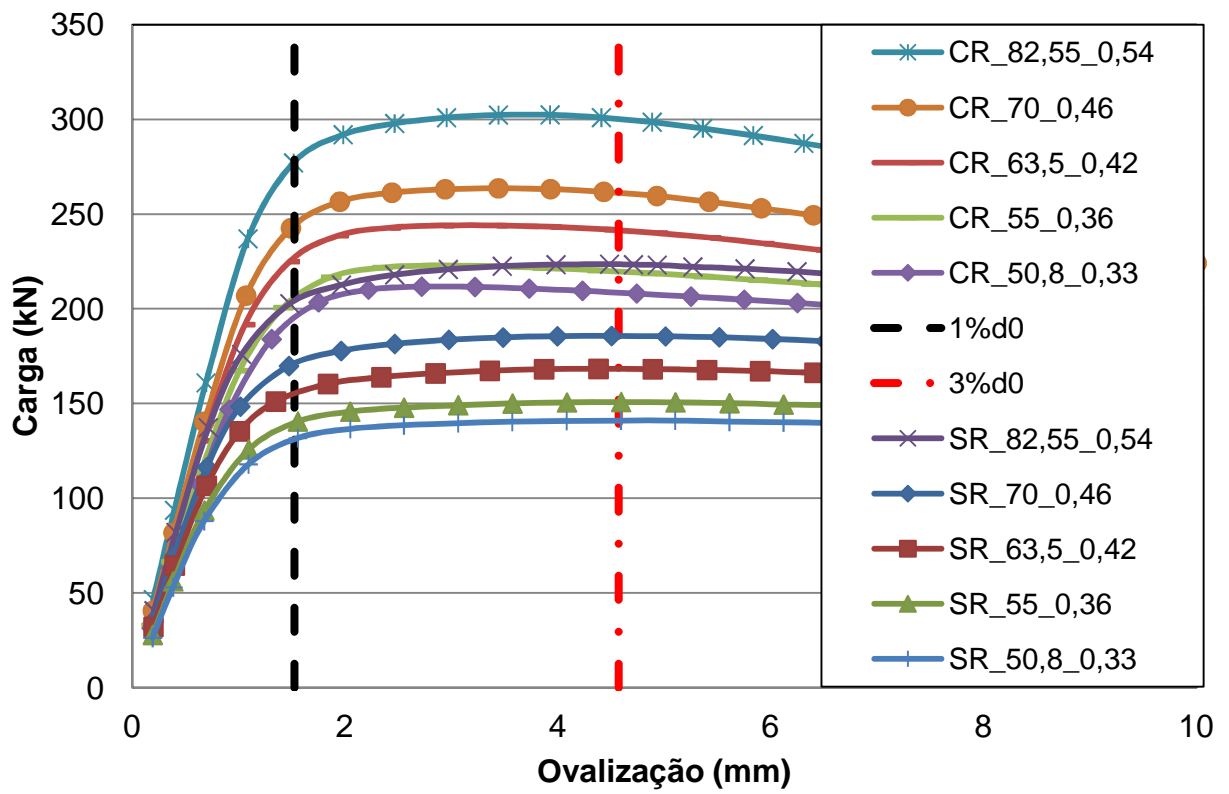


Figura 45 – Banzo CHS 152,4 x 6,3 (Grupo 12)

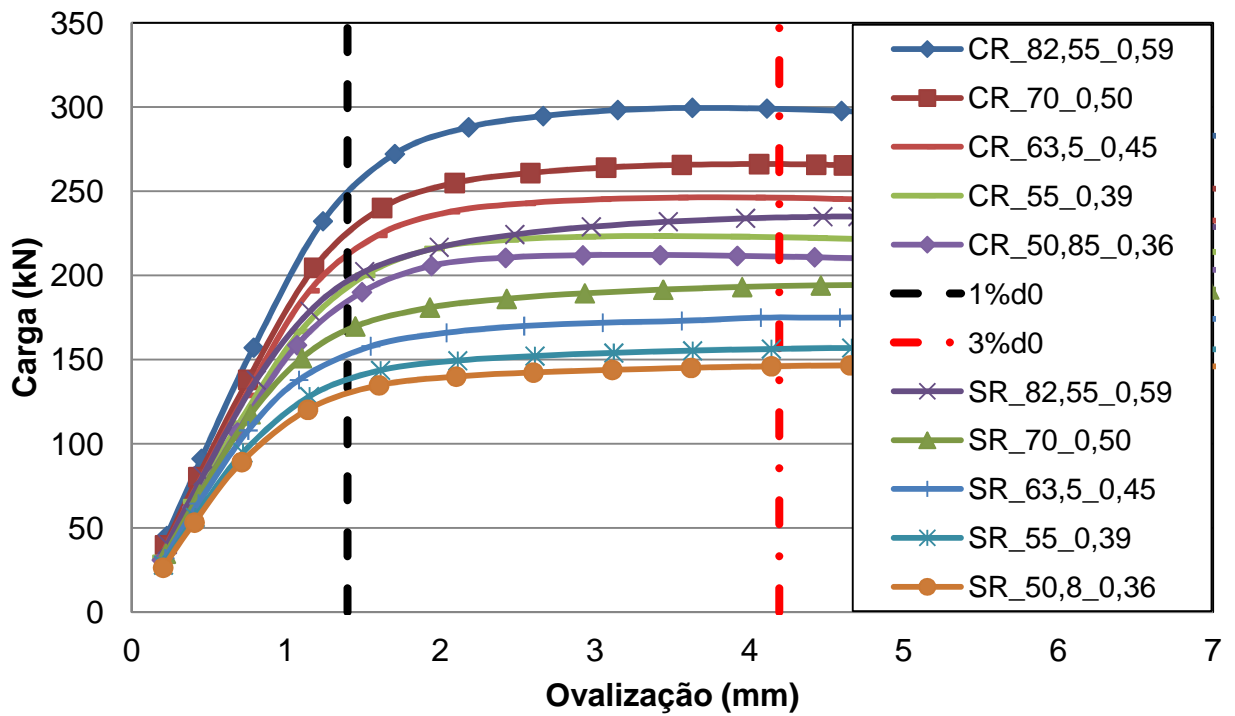


Figura 46 – Banzo CHS 139,7 x 6,3 (Grupo 13)

Tabela 17 – Influência do reforço nas ligações do grupo 9

	Modelo	Banzo		Montante		Carga Máxima (kN)		% de ganho de resistência pela aplicação do reforço (kN)	β
		d_0 (mm)	t_0 (mm)	d_1 (mm)	t_1 (mm)	Sem reforço	Com reforço		
GRUPO 9	1	323,80	8,00	152,40	6,30	346,11	514,55	48,67	0,47
	2			139,70		313,08	477,00	52,36	0,43
	3			120,00		267,02	422,31	58,16	0,37
	4			101,60		229,29	374,00	63,11	0,31
	5			82,55		194,35	328,93	69,25	0,25

Tabela 18 – Influência do reforço nas ligações do grupo 10

	Modelo	Banzo		Montante		Carga Máxima (kN)		% de ganho de resistência pela aplicação do reforço (kN)	β
		d_0 (mm)	t_0 (mm)	d_1 (mm)	t_1 (mm)	Sem reforço	Com reforço		
GRUPO 10	6	254,00	6,30	152,40	6,30	259,73	350,00	34,76	0,60
	7			139,70		232,20	324,92	39,93	0,55
	8			120,00		193,96	288,26	48,62	0,47
	9			101,60		163,15	254,29	55,86	0,40
	10			82,55		135,28	219,21	62,04	0,33

Tabela 19 – Influência do reforço nas ligações do grupo 11

	Modelo	Banzo		Montante		Carga Máxima (kN)		% de ganho de resistência pela aplicação do reforço (kN)	β
		d_0 (mm)	t_0 (mm)	d_1 (mm)	t_1 (mm)	Sem reforço	Com reforço		
GRUPO 11	11	203,20	6,30	120,00	6,30	278,77	375,36	34,65	0,59
	12			101,60		224,18	322,04	43,65	0,50
	13			82,55		176,37	269,43	52,76	0,41
	14			70,00		149,98	237,78	58,54	0,34

Tabela 20 – Influência do reforço nas ligações do grupo 12

	Modelo	Banzo		Montante		Carga Máxima (kN)		% de ganho de resistência pela aplicação do reforço (kN)	β
		d_0 (mm)	t_0 (mm)	d_1 (mm)	t_1 (mm)	Sem reforço	Com reforço		
GRUPO 12	16	152,40	6,30	82,55	6,30	223,53	302,40	35,28	0,54
	17			70,00		185,65	263,61	41,99	0,46
	18			63,50		168,25	243,94	44,99	0,42
	19			55,00	4,75	150,82	222,76	47,70	0,36
	20			50,80		140,96	211,72	50,20	0,33

Tabela 21 – Influência do reforço nas ligações do grupo 13

	Modelo	Banzo		Montante		Carga Máxima (kN)		% de ganho de resistência pela aplicação do reforço (kN)	β
		d_0 (mm)	t_0 (mm)	d_1 (mm)	t_1 (mm)	Sem reforço	Com reforço		
GRUPO 13	21	139,70	6,30	82,55	6,30	235,00	299,60	27,49	0,59
	22			70,00		194,49	266,18	36,86	0,50
	23			63,50		175,00	246,35	40,77	0,45
	24			4,75	55,00	157,27	223,44	42,07	0,39
	25				50,80	146,90	212,10	44,38	0,36

A Tabela 22 apresenta uma síntese dos ganhos percentuais das ligações com reforço em comparação às sem reforço por grupo. Verifica-se que quanto maior o parâmetro γ , maiores são os ganhos de resistência ao se utilizar o reforço nas ligações.

Tabela 22 – Síntese do ganho percentual de resistência das ligações com reforço por grupo

GRUPO	d_0 (mm)	t_0 (mm)	2γ - banzo	Ganho % mínimo	Ganho % máximo
9	323,80	8,00	40,48	48,67	69,25%
10	254,00	6,30	40,48	34,76	62,04
11	203,20	6,30	32,25	34,65	58,54
12	152,40	6,30	24,19	35,28	50,20
13	139,70	6,30	22,17	27,49	44,38

5.4 Proposta de equações para dimensionamento

Propõe-se neste trabalho, uma primeira tentativa de formulação de um fator de correção, baseado na formulação existente proposta no EC3 1-8 [13] e na NBR 16239 [9] para as ligações tubulares tipo “T” entre perfis CHS sem reforço.

Considerando que a equação a ser proposta parte do princípio da equação para dimensionamento da ligação sem reforço, analisou-se assim a referida equação das normas citadas para validação da equação. Os resultados são detalhados na Tabela 23 que demonstra que a equação, para ligação sem reforço, contida nas normas é satisfatória, pois a razão entre $N_{1,Rd}$ e N_{def} é menor que 1.

Tabela 23 – Análise da equação para ligação tipo Tentre perfis CHS sem reforço

LIGAÇÃO	N_s	N_u	N_{pico}	N_u/N_s	N_{def}	$N_{1,Rd}$ sem reforço	$N_{1,Rd} / N_{def}$
Grupo 1			229,29		229,29	169,15	0,74
Grupo 2			194,36		194,36	150,01	0,77
Grupo 3			259,73		259,73	197,55	0,76
Grupo 4			278,77		278,77	185,11	0,66
Grupo 5			223,53		223,53	157,05	0,70
Grupo 6	190,00	235,00		1,24	235,00	171,88	0,73
Grupo 7			1043,13		1043,13	702,99	0,67

Nesta tabela, $N_{1,Rd}$ representa a carga resistente da ligação pelas duas normas, que neste caso, são iguais para todas elas sem a consideração do reforço. As variáveis N_s , N_u e N_{pico} representam as cargas resistentes referentes ao estado limite de serviço, estado limite último e carga de pico respectivamente; N_{def} é a carga resistente adotada de acordo com a razão N_u/N_s ou N_{pico} .

Observando-se as curvas apresentadas da Figura 35 a Figura 40, e os valores apresentados na Tabela 7 e na Tabela 8 pode-se verificar a necessidade de considerar uma fórmula de dimensionamento para ligações T com reforço entre perfis CHS nas normas de forma a considerar o ganho de resistência fornecido pela aplicação do reforço. Desta forma, propõe-se neste trabalho, um fator de correção, baseado nos parâmetros geométricos das seções, a ser aplicado sobre a formulação das normas para ligações sem reforço para que o dimensionamento seja realizado utilizando melhor as propriedades do material, permitindo projetos mais econômicos.

Deve-se ressaltar que uma comparação com resultados experimentais deve ser realizada antes da incorporação deste fator nas normas de dimensionamento.

Na Tabela 24 a seguir, apresenta-se a razão $N_{1,Rd}/N_{def}$ para todos os conjuntos de ligações apresentadas pela formulação do EC3 1-8 [13], mesma formulação utilizada na NBR 16239 [9].

Tabela 24 – Razão $N_{1,Rd}/N_{def}$ pelo EC3 1-8 [13] e NBR 16239 [9]

Grupo	Modelo	d_0 (mm)	β	2γ - banzo	N_{def}	$N_{1,Rd}$	$N_{1,Rd}/N_{def}$
1	1.1	323,80	0,31	40,48	229,29	169,15	0,74
	1.2				374,00	169,15	0,45
	1.3				382,34	169,15	0,44
	1.4				387,22	169,15	0,44
	1.5				392,05	169,15	0,43
	1.6				397,89	169,15	0,43
2	2.7	323,80	0,25	40,48	194,36	150,01	0,77
	2.8				329,19	150,01	0,46
	2.9				337,23	150,01	0,44
	2.10				342,00	150,01	0,44
	2.11				347,00	150,01	0,43
	2.12				353,00	150,01	0,42
3	3.13	254,00	0,60	40,32	259,73	197,55	0,76
	3.14				350,00	197,55	0,56
	3.15				377,20	197,55	0,52
	3.16				381,25	197,55	0,52
	3.17				383,30	197,55	0,52
	3.18				385,69	197,55	0,51
4	4.19	203,20	0,59	32,25	278,77	185,11	0,66
	4.20				375,36	185,11	0,49
	4.21				396,78	185,11	0,47
	4.22				400,13	185,11	0,46
	4.23				403,00	185,11	0,46
	4.24				405,59	185,11	0,46
5	5.25	152,40	0,54	24,19	223,53	157,05	0,70
	5.26				302,40	157,05	0,52
	5.27				315,87	157,05	0,50
	5.28				319,66	157,05	0,49
	5.29				322,49	157,05	0,49
	5.30				325,42	157,05	0,48
6	6.31	139,70	0,59	22,17	235,00	171,88	0,73
	6.32				299,60	171,88	0,57
	6.33				316,08	171,88	0,54
	6.34				320,40	171,88	0,54
	6.35				323,11	171,88	0,53
	6.36				326,16	171,88	0,53

Propõe-se a seguinte equação para a carga a ser aplicada no montante que provoca a plastificação da face carregada do banzo para ligação com reforço. Indica-se considerar a condição de validade de $0,25 \leq \beta \leq 0,85$ proposta pelo Eurocode 3 [13] e pela NBR 16239 [9] para ligação sem reforço, considerados os modos de ruína para o perfil tubular com os mesmos parâmetros de geometria e material definidos para a equação (9) apresentada anteriormente modificando-se apenas a potência do parâmetro γ :

$$N_{1,Rd} = \frac{\gamma^{0,39} k_p f_{y0} t_0^2}{\text{sen } \theta_1} (2,8 + 14,2 \beta^2) / \gamma_{M5} \quad (16)$$

Tais fatores foram deduzidos numericamente, através da avaliação dos resultados obtidos com a análise dos modelos numéricos, considerando os parâmetros que influem diretamente nos resultados das cargas resistentes. Vale ressaltar que não foram adotados quaisquer índices de segurança e que estes fatores devem ser validados através da comparação com ensaios experimentais a serem realizados e que não foram objetos de análise neste trabalho.

A Tabela 25 apresenta os valores das razões $N_{1,Rd} / N_{def}$ da fórmula existente no Eurocode 3 [13] e na NBR 16239 [9] e a nova razão $N_{1,Rd} / N_{def}$ obtida pela equação (16) proposta nesta dissertação. Os dados apresentados nesta tabela podem também ser visualizados na Figura 47.

Com isto, verifica-se que a utilização dos fatores propostos resultam em valores satisfatórios. Porém deve ser realizado um estudo de confiabilidade, conforme proposta para trabalhos futuros, para a validação dos resultados.

Tabela 25 – Comparativo entre a razão $N_{1,Rd}/N_{def}$ e a nova razão razão $N_{1,Rd}/N_{def}$

Grupo	Modelo	d_0 (mm)	β	2γ - banzo	N_{def}	$N_{1,Rd}$	$N_{1,Rd}/N_{def}$	Novo $N_{1,Rd}/N_{def}$
1	1.2	323,80	0,31	40,48	374,00	169,15	0,45	0,80
	1.3				382,34	169,15	0,44	0,78
	1.4				387,22	169,15	0,44	0,77
	1.5				392,05	169,15	0,43	0,76
	1.6				397,89	169,15	0,43	0,75
2	2.8	323,80	0,25	40,48	329,19	150,01	0,46	0,81
	2.9				337,23	150,01	0,44	0,79
	2.10				342,00	150,01	0,44	0,77
	2.11				347,00	150,01	0,43	0,76
	2.12				353,00	150,01	0,42	0,75
3	3.14	254,00	0,60	40,32	350,00	197,55	0,56	1,00
	3.15				377,20	197,55	0,52	0,93
	3.16				381,25	197,55	0,52	0,92
	3.17				383,30	197,55	0,52	0,91
	3.18				385,69	197,55	0,51	0,90
4	4.20	203,20	0,59	32,25	375,36	185,11	0,49	0,84
	4.21				396,78	185,11	0,47	0,79
	4.22				400,13	185,11	0,46	0,78
	4.23				403,00	185,11	0,46	0,78
	4.24				405,59	185,11	0,46	0,77
5	5.26	152,40	0,54	24,19	302,40	157,05	0,52	0,83
	5.27				315,87	157,05	0,50	0,80
	5.28				319,66	157,05	0,49	0,79
	5.29				322,49	157,05	0,49	0,78
	5.30				325,42	157,05	0,48	0,77
6	6.32	139,70	0,59	22,17	299,60	171,88	0,57	0,90
	6.33				316,08	171,88	0,54	0,86
	6.34				320,40	171,88	0,54	0,85
	6.35				323,11	171,88	0,53	0,84
	6.36				326,16	171,88	0,53	0,83

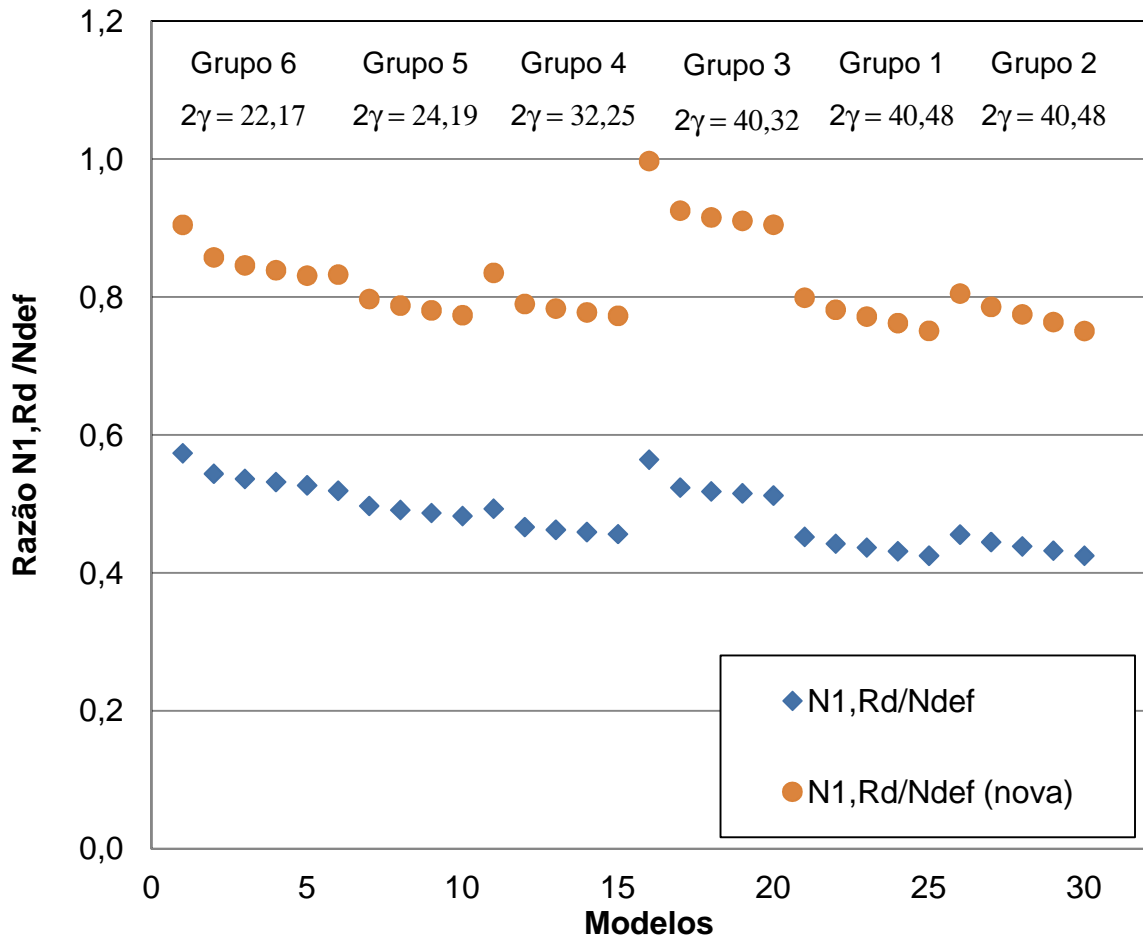


Figura 47 – Razão $N_{1,Rd}/N_{def}$ e nova razão $N_{1,Rd}/N_{def}$

Na Tabela 26 apresenta-se a razão N_1/N_{def} para todos os conjuntos de ligações apresentadas pela formulação da ISO 14346 [15].

A Tabela 27 demonstra razão N_1/N_{def} com N_1 obtido pela formulação proposta pela ISO 14346 [15] e a nova razão N_1/N_{def} obtida pela aplicação da nova fórmula (17) para ligações com reforço conforme apresentado a seguir, modificando-se apenas a potência do parâmetro γ na expressão de Q_u .

$$Q_u = 2,6(1 + 6,8\beta^2)\gamma^{0,22} \quad (17)$$

Tabela 26 – Razão N_1/N_{def} pela ISO 14346 [15]

Grupo	Modelo	d_0 (mm)	β	2γ - banzo	N_{def}	N_1	N_1/N_{def}
1	1.1	323,8	0,31	40,48	229,29	139,92	0,61
	1.2				374,00	139,92	0,37
	1.3				382,34	139,92	0,37
	1.4				387,22	139,92	0,36
	1.5				392,05	139,92	0,36
	1.6				397,89	139,92	0,35
2	2.7	323,8	0,25	40,48	194,36	120,85	0,62
	2.8				329,19	120,85	0,37
	2.9				337,23	120,85	0,36
	2.10				342,00	120,85	0,35
	2.11				347,00	120,85	0,35
	2.12				353,00	120,85	0,34
3	3.13	254	0,6	40,32	259,73	179,07	0,69
	3.14				350,00	179,07	0,51
	3.15				377,20	179,07	0,47
	3.16				381,25	179,07	0,47
	3.17				383,30	179,07	0,47
	3.18				385,69	179,07	0,46
4	4.19	203,2	0,59	32,25	278,77	167,45	0,60
	4.20				375,36	167,45	0,45
	4.21				396,78	167,45	0,42
	4.22				400,13	167,45	0,42
	4.23				403,00	167,45	0,42
	4.24				405,59	167,45	0,41
5	5.25	152,4	0,54	24,19	223,53	140,44	0,63
	5.26				302,40	140,44	0,46
	5.27				315,87	140,44	0,44
	5.28				319,66	140,44	0,44
	5.29				322,49	140,44	0,44
	5.30				325,42	140,44	0,43
6	6.31	139,7	0,59	22,17	235,00	155,50	0,66
	6.32				299,60	155,50	0,52
	6.33				316,08	155,50	0,49
	6.34				320,40	155,50	0,49
	6.35				323,11	155,50	0,48
	6.36				326,16	155,50	0,48

Tabela 27 – Comparativo entre a razão N_1/N_{def} e a nova razão razão N_1/N_{def}

Grupo	Modelo	d_0 (mm)	β	2γ - banzo	N_{def}	N_1	N_1/N_{def}	Novo N_1/N_{def}
1	1.2	323,8	0,31	40,48	374,00	139,2	0,37	0,72
	1.3				382,34	139,2	0,37	0,71
	1.4				387,22	139,2	0,36	0,70
	1.5				392,05	139,2	0,36	0,69
	1.6				397,89	139,2	0,35	0,68
2	2.8	323,8	0,25	40,48	329,19	120,85	0,37	0,71
	2.9				337,23	120,85	0,36	0,69
	2.10				342,00	120,85	0,35	0,68
	2.11				347,00	120,85	0,35	0,67
	2.12				353,00	120,85	0,34	0,66
3	3.14	254	0,6	40,32	350,00	179,07	0,51	0,99
	3.15				377,20	179,07	0,47	0,92
	3.16				381,25	179,07	0,47	0,91
	3.17				383,30	179,07	0,47	0,90
	3.18				385,69	179,07	0,46	0,90
4	4.20	203,2	0,59	32,25	375,36	167,45	0,45	0,82
	4.21				396,78	167,45	0,42	0,78
	4.22				400,13	167,45	0,42	0,77
	4.23				403,00	167,45	0,42	0,76
	4.24				405,59	167,45	0,41	0,76
5	5.26	152,4	0,54	24,19	302,40	140,44	0,46	0,80
	5.27				315,87	140,44	0,44	0,77
	5.28				319,66	140,44	0,44	0,76
	5.29				322,49	140,44	0,44	0,75
	5.30				325,42	140,44	0,43	0,75
6	6.32	139,7	0,59	22,17	299,60	155,50	0,52	0,88
	6.33				316,08	155,50	0,49	0,83
	6.34				320,40	155,50	0,49	0,82
	6.35				323,11	155,50	0,48	0,82
	6.36				326,16	155,50	0,48	0,81

A Figura 48 a seguir apresenta os valores das razões $N_{1,Rd}/N_{def}$ da fórmula existente na ISO 14346 [15] e a nova razão $N_{1,Rd}/N_{def}$ obtida pela fórmula (16) proposta nesta dissertação.

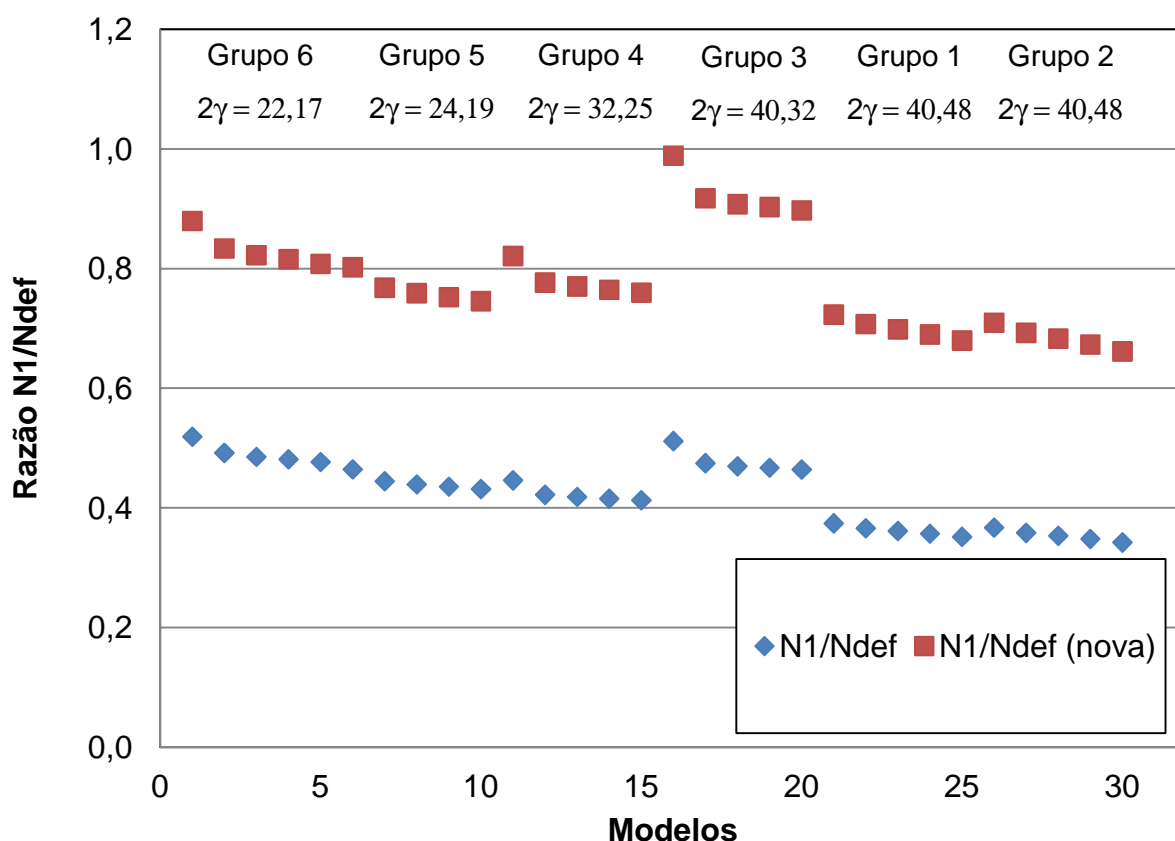


Figura 48 – Razão $N_{1,Rd}/N_{def}$ e nova razão $N_{1,Rd}/N_{def}$

Com isto, verifica-se que a utilização dos fatores propostos resultam em valores satisfatórios. Porém, deve ser realizado um estudo de confiabilidade, conforme proposta para trabalhos futuros, para a validação dos resultados.

A Figura 49 apresenta a comparação entre os resultados obtidos com as duas novas propostas de formulação para obtenção da resistência das ligações com reforço para as normas ISO14346 e EC3/NBR16239. Verifica-se que para valores de 2γ até 32,25, as novas formulações apresentam resultados semelhantes. Entretanto, para os casos com valores de 2γ iguais a 40,48 a nova formulação para a ISO14346 apresentou valores mais conservadores em comparação com a nova formulação proposta com base no EC3/NBR16239.

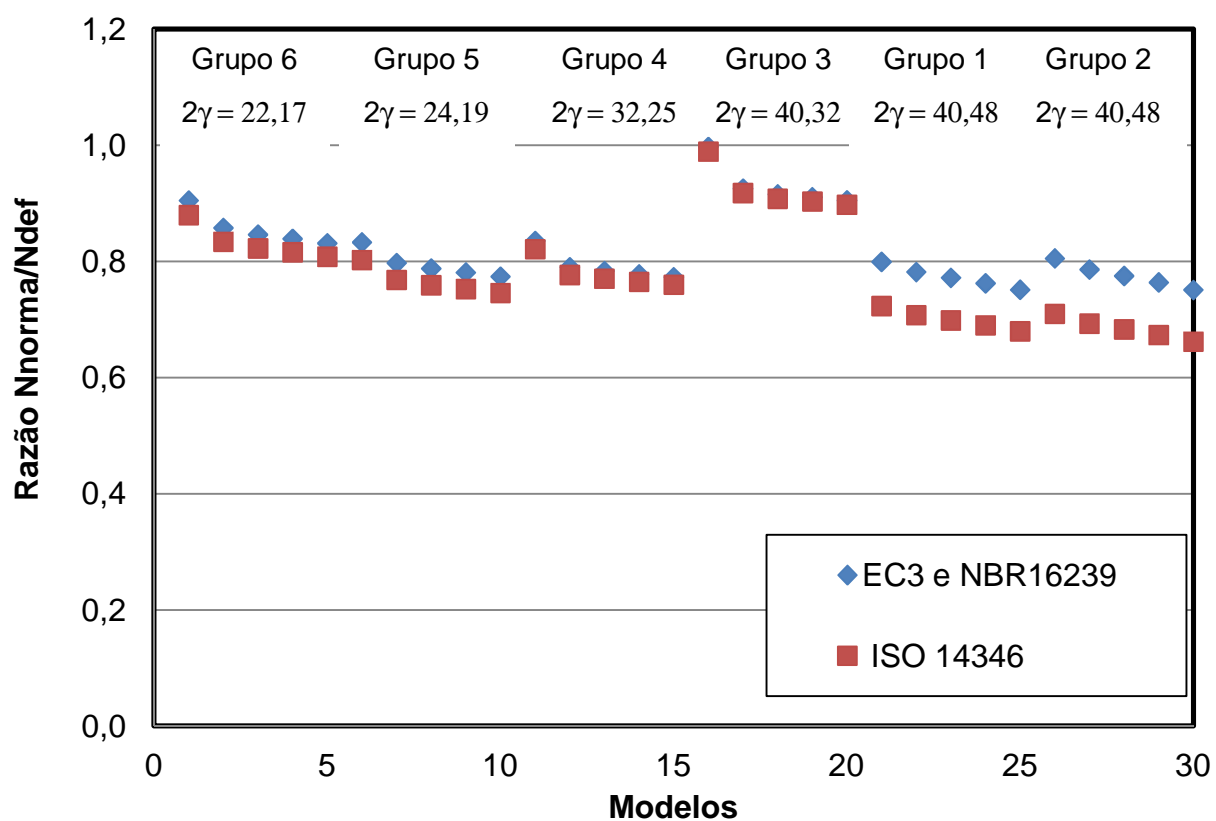


Figura 49 – Comparação das novas equações ISO14346 e EC3/NBR16239

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 Introdução

A utilização de estruturas tubulares apresenta-se em expansão na construção civil brasileira, devido as diversas qualidades apresentadas em relação à fabricação, transporte, montagem, propriedades mecânicas e a beleza arquitetônica proporcionada pelos mesmos.

Esta tendência é confirmada com o lançamento da norma brasileira NBR 16239:2013 [9], representando um marco no desenvolvimento e no uso de perfis tubulares no dimensionamento de estruturas no Brasil.

Os perfis tubulares apresentam diversos tipos de seções, como a circular (CHS - *Circular Hollow Section*), a retangular (RHS - *Rectangular Hollow Section*), a quadrada (SHS - *Square Hollow Section*) e, a recentemente apresentada, seção elíptica (EHS - *Elliptical Hollow Section*), fornecidas nos mais variados tamanhos e espessuras, permitem aos projetistas inúmeras possibilidades de combinações e soluções.

As pesquisas desenvolvidas sobre ligações entre estes perfis, assim como sobre suas propriedades mecânicas e geométricas, representam a importância do entendimento do comportamento dos mesmos para favorecer a otimização de projetos.

O presente trabalho apresentou a análise da ligação T entre perfis circulares com montante comprimido e concluiu-se que o modo de falha que controla o dimensionamento da ligação é a plastificação da face superior do banzo.

Destaca-se que se obteve uma razoável convergência entre as análises numérica e experimental descritas em ambos os modelos.

Para tanto foi necessário elaborar um modelo calibrado com base em resultados experimentais de Choo *et al.* [16].

6.2 Principais conclusões

Diante dos valores obtidos através do cálculo das cargas resistentes das ligações pelas fórmulas do EC3-1.8 [13], NBR 16239:2013 [9] e ISO 14346 [15], para a carga a ser aplicada no montante que provoca a plastificação da face carregada do banzo, os resultados são iguais para o EC3-1.8 [13] e NBR 16239:2013 [9], porém diferentes do valor obtido no cálculo através das fórmulas do ISO 14346 [15].

Do estudo paramétrico desenvolvido para a ligação T entre perfis circulares, conclui-se que os valores obtidos nas análises dos modelos com a variação do comprimento do reforço apresentam ganho de resistência da ligação conforme se aumenta o comprimento da placa de reforço. Verificou-se que a partir do aumento do comprimento da placa em uma vez o diâmetro do banzo, o ganho de resistência da ligação torna-se bastante significativo, em média 40% para a amostra utilizada. Porém, para os comprimentos de reforços acima de uma vez o diâmetro do banzo, o ganho de resistência adicional é desprezível. Assim, para continuidade desta dissertação, apropriou-se apenas dos modelos com reforço de comprimento de uma vez o diâmetro do banzo. Além disso, verificou-se na análise dos resultados que a variação de β proporcionada pela alteração do montante proporciona também aumento na resistência da ligação, conforme se aumentam as propriedades geométricas do montante. Quando o γ é maior, pode-se dizer que quanto menor o β , menor é a contribuição da seção, portanto o reforço acresce maior resistência a situação sem reforço. Com β maior, a seção do banzo trabalha com maior eficiência ocasionando uma menor eficiência do reforço.

Com a avaliação dos resultados obtidos através da análise da razão entre as cargas resistentes da ligação $N_{1,Rd} / N_{def}$ que é a divisão dos valores obtidos pelas equações de dimensionamento que não consideram a aplicação do reforço e os valores obtidos numericamente com a aplicação do critério de deformação limite, percebe-se que, como era de se esperar, o dimensionamento é excessivamente a favor da segurança, ou seja, $N_{1,Rd} / N_{def} < 1$.

Desta forma, foi proposta uma nova fórmula, considerando a aplicação do reforço com o intuito de tornar o dimensionamento mais otimizado para a carga a ser aplicada no montante que provoca a plastificação da face carregada do banzo.

Importante ressaltar que os fatores propostos devem ser validados através de estudo de confiabilidade baseado na comparação com resultados experimentais que não foi objeto de estudo neste trabalho. Este estudo é necessário antes da incorporação de tais fatores nas fórmulas de dimensionamento.

6.3 Sugestões para trabalhos futuros

Como sugestão para trabalhos futuros, pode-se citar:

- Avaliação numérica de ligações tubulares tipo “T” entre outros tipos de perfis tubulares submetidas à esforços normais de compressão;
- Realização de ensaios experimentais para comparação com valores obtidos com a aplicação da fórmula proposta nesta tese, de forma a validar ou refinar a respectiva fórmula;
- Realização de ensaios experimentais com ligações tipo “T” de seção retangular e outros tipos de seções de perfis tubulares, considerando a aplicação de esforço normal de compressão no banzo e compressão no montante;
- Desenvolvimento de estudos de perfis elípticos com ligações do tipo “T” e tipo “K” para ampliar o conhecimento deste tipo de perfil recentemente criado;
- Realização de ensaios experimentais de treliças em tamanho real com ligações do tipo “T”, a qual também apresentará esforços de flexão, de forma a obter dados relativos ao comportamento das ligações inseridas na treliça.

REFERÊNCIAS

- [1] Portal Globo Esporte. Arquitetura Estádio das Dunas. Disponível em <<http://globoesporte.globo.com/platb/primeiramao/2009/11/18/estadio-das-dunas-vai-ser-reduzido-apos-a-copa-de-2014/>> Acesso em 3 de janeiro de 2015.
- [2] Portal Globo Esporte. Estrutura Estádio das Dunas. Disponível em <<http://globoesporte.globo.com/platb/primeiramao/2009/11/18/estadio-das-dunas-vai-ser-reduzido-apos-a-copa-de-2014/>> Acesso em 3 de janeiro de 2015.
- [3] Portal Estruturas Tubulares. Disponível em <<http://www.estrurastubulares.com/estruturas-tubulares/SitePages/Historico.aspx>> Acesso em 3 de janeiro de 2015.
- [4] Portal Estruturas Tubulares. Palácio da Abolição – Fortaleza. Disponível em <<http://www.estrurastubulares.com/estruturas-tubulares/SitePages/Historico.aspx>> Acesso em 3 de janeiro de 2015.
- [5] Portal Estruturas Tubulares. Ópera de Arame – Curitiba. Disponível em <<http://www.estrurastubulares.com/estruturas-tubulares/SitePages/Historico.aspx>> Acesso em 3 de janeiro de 2015.
- [6] VALLOUREC & MANNESMANN TUBES. Structural Hollow Sections (MSH): circular, square and rectangular. Nominal dimensions, sectional properties and materials. Technical Information, 2010 Edition.
- [7] TUPER S.A. Tubos Estruturais e Mecânicos
- [8] Lima, N. S., 2012. Comportamento Estrutural de Ligações Tubulares “T” e “KT”. Dissertação de mestrado. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil.

- [9] ABNT NBR 16239:2013 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares.
- [10] SILVA, R. S.; Lima, L. R. O.; Vellasco, P. C. G. S.; Silva, J. G. S.; Análise Paramétrica de Ligações Tipo K entre Perfis Tubulares Circulares em Aço. Proceedings of the XXXII CILAMCE – Iberian Latin American Congresso n Computational Methods in Engineering. Ouro Preto: Editora da UFOP, 2011. V.1. p. 1-17.
- [11] Ansys 12.0, ANSYS – Inc. Theory Reference, 2010.
- [12] KOSTESKI, N., PACKER, J.A., PUTHLI, R.S., A finite element method based yield load determination procedure for hollow structural section connections, Journal Constructional Steel Research, vol. 59, nº 4, p. 427-559, 2003.
- [13] EUROCODE 3, EN 1993-1-8: 2005. Design of steel structures: Part 1-8: Design of joints. CEN, European Committee for Standardisation, Brussels.
- [14] WARDENIER, J.; KUROBANE, Y.; PACKER, J. A.; VEGTE, G. J. van der; ZHAO, X. L., Design guide for circular hollow section (CHS) joints under predominantly static loading. CIDECT, 2a. Edição, "Construction with Hollow Steel Sections series", Verlag TUV Rheinland, 2008.
- [15] ISO 14346:2013 - Static design procedure for welded hollow-section joints – Recommendations
- [16] Choo, Y. S., Vegte, G. J. van der, Zettlemyer, N., Li, B. H. e Liew, J. Y. R. Static Strength of T-Joints Reinforced with Doubler or Collar Plates. Journal of structural engineering, ASCE, p. 119-128, Janeiro 2005.
- [17] VAN DER VEGTE, G. J.; MAKINO, Y; 2002. The effect of chord pre-load on the static strength of uniplanar tubular K-Joints. Proceedings of the Twelfth International Offshore and Polar Engineering Conference Kitakyushu, Japão.

- [18] KONING, C.H.M.; WARDENIER, J.; (1981). "The Static Strength of CHS K-Joints", TNO-IBBC Report BI-81-35/63.5.5470, Stevin Report 6-81-13, Delft, the Netherlands.
- [19] VAN DER VEGTE, G. J. et al. Static Strength of T-Joints Reinforced with Doubler or Collar Plates. II: Numerical Simulations. Journal of Structural Engineering, Vol. 131, nº 1, January 1, 2005. ASCE, ISSN 129-138.
- [20] VAN DER VEGTE, G. J.; MAKINO, Y., 2006. The ultimate strength of axially loaded CHS uniplanar T-joints subjected to axial chord load. Anais do 11º ISTS, International Symposium on Tubular Structures, Québec, Canada.
- [21] ABAQUS – ABAQUS/Standard e ABAQUS/CAE User's Manual version 6.5.1 (1998) – ABAQUS, Inc. – Rhode Island, United States of America, 1998.
- [22] Mendes, F. C. Análise Teórica-Experimental de Ligações Tipo "T", "K" e "KT" com Perfis Metálicos Tubulares, Dissertação de Mestrado, UFOP - Universidade Federal de Ouro Preto – PROPEC, 2008.
- [23] Yong-Bo, Shao, Seng-Tjhen, Lie, Sing-Ping, Chiew, Yan-Qing, Cai. Hysteretic performance of circular hollow section tubular joints with collar-plate reinforcement. Journal of Constructional Steel Research, vol. 67. p. 1936-1947, 2011.
- [24] Shao, Y. B., 2006. Geometrical effect on the stress distribution along weld toe for tubular "T"- and K-joints under axial loading. Journal of Constructional Steel Research 63, p. 1351-1360.
- [25] Feng, Ran, Young, Ben. Design of cold-formed stainless steel tubular T- and X-joints. Journal of Constructional Steel Research, vol. 67. p. 421-436, 2011.
- [26] Green, T. e Schlafly, T.. Designing and detailing welded skewed T-joints. Structures Congress 2011, ASCE 2011, p. 909-917, 2011.

- [27] Lima, L. R., et al., 2005. Análise Paramétrica de Ligações “T” com Perfis Tubulares em Aço através de um Modelo de Elementos Finitos. CILAMCE 2005, Guarapari, Espírito Santo.
- [28] Gho, W. M., e Yang, Y. Parametric Equation for Static Strength of Tubular Circular Hollow Section Joints with Complete Overlap of Braces. Journal of structural engineering, ASCE, p. 393-401, Março 2008.
- [29] Bittencourt, M. C. Avaliação de Ligações Soldadas de Perfis Tubulares em Estruturas de Aço Através do Método dos Elementos Finitos, Dissertação de Mestrado, UERJ - Universidade do Estado do Rio de Janeiro – PGECIV, 2008.
- [30] Affonso, G. R. ; Lima, L. R. O. ;Freitas, A. M. S. ; Vellasco, P. C. G. da S. ; Silva, J. G. S. ; Comportamento de Ligações Tipo “T” entre RHS e CHS. CILAMCE 2011, Ouro Preto, Minas Gerais.
- [31] Zhao, X., "Deformation limit and ultimate strength of welded T-joints in cold-formed RHS sections", Journal of Constructional Steel Research, vol. 53, p. 149-165, 2000.
- [32] Oliveira, A. E. C. de ; Nobre, D. S. ; Lima, L. R. O. ; Vellasco, P. C. G. da S. ; Silva, J. G. S. ; Comportamento de Ligações Tipo “T” entre perfis CHS sujeitas a esforços axiais no banzo. CILAMCE 2011, Ouro Preto, Minas Gerais.
- [33] MASHIRI, F. R.; ZHAO, X. L., 2003. Plastic Mechanism Analysis of Welded Thin-Walled T-Joint Made up of Circular Braces and Square Chords under In-Plane Bending. Australia: Monash University, Department of Civil Engineering.
- [34] Nunes, G. V. Análise numérica paramétrica de ligações tipo “T”, “K” e “KT” compostas por perfis tubulares de seção retangular e circular. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto, Minas Gerais, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil.

- [35] KOROL, R.; MIRZA, F., Finite Element Analysis of RHS T-Joints, Journal of the Structural Division, ASCE, vol.108, No. ST9, pp 2081-2098, 1982.
- [36] LU, L. H. et al., Deformation Limit for the Ultimate Strength of Hollow Section Joints, VI International Symposium on Tubular Structures, Rotterdam: Balkema, 1994: 341-7.
- [37] ZHAO, X., HANCOCK, G., "Plastic Mechanism analysis of T-joints in RHS subject to combined bending and concentrated force", Proceedings of the Fifth International Symposium on Tubular Connections held at Nottingham, UK, 1993, E & FN Spon, London, pp 345-352, 1993.
- [38] International Institute of Welding (IIW), 2009. Static design procedure for welded hollow section joints – Recommendations, 3rd Ed., IIW Design recommendation for hollow section joints – Predominantly statically loaded, 2nd Ed., IIW Document XV-701-89, Cambridge, U.K.
- [39] WARDENIER, J.; KUROBANE, Y.; PACKER, J. A.; VEGTE, G. J. van der; ZHAO, X. -L., Design guide for circular hollow section (CHS) joints under predominantly static loading. CIDECT, 1a. Edição, "Construction with Hollow Steel Sections series", Verlag TUV Rheinland, 1996.
- [40] RAUTARUUKKI OYJ, H. V., 1998. Design Handbook for Rautaruukki Structural Hollow Sections. Hämeenlinna.
- [41] WARDENIER, J.; CHOO, Y. S.; PACKER, J. A.; VAN DER VEGTE, G. J.; SHEN, W. Design recommendations for axially loaded elliptical hollow section X and T joint, Steel Construction – Design and Research, Vol. 7, nº 2, Maio, 2014. ISSN 1867-0520/2014/2-89-96.
- [42] SANTOS, A. L. E. F., 2003. Ligações de Barras Tubulares para Estruturas Metálicas Planas. Dissertação de mestrado. Faculdade de Engenharia Civil – Departamento de Estruturas, Universidade Estadual de Campinas, São Paulo.

- [43] American Institute of Steel Construction Inc - AISC, 2005. Load and resistance factor design specification for steel hollow structural sections.
- [44] CHIEW, S. P.; LIE, S. T.; LEE, C. K.; HUANG, Z. W., Fatigue Performance of Cracked Tubular T Joints under Combined Loads I: Experimental, Journal of Structural Engineering, Vol. 130, Nº 4, p. 562-571, Abril 2004, ASCE.
- [45] FREITAS, A. M. S.; MENDES, F. C.; FREITAS, M. S. R., 2008, Finite Elements Analyses of welded T joints. Proceedings of the Eurosteel 2008 – 5th European Conference on Steel and Composite Structures, 555-560.
- [46] SILVA, R. S, 2012. Avaliação de ligações K e T entre perfis estruturais tubulares circulares. Dissertação de mestrado. Departamento de Estruturas - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- [47] LOPES, M. M., 2014. Avaliação de ligações entre perfis tubulares em aço submetidos a esforços de flexão. Dissertação de mestrado. Departamento de Estruturas - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- [48] Shao, Y. B.; Lie S.; Chiew S. P.; Cai Y. Q., 2011. Hysteretic performance of circular hollow section tubular joints with collar-plate reinforcement. Journal of Constructional Steel Research 67, p. 1936–1947.
- [49] Shao, Y. B.; Li T.; Lie S. T.; Chiew S. P., 2011. Hysteretic behaviour of square tubular T-joints with chord reinforcement under axial cyclic loading. Journal of Constructional Steel Research 67, p. 140–149.
- [50] SIMÕES, R. A.D., Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas – 2ª. Edição, Coleção Construção Metálica e Mista, CMM, Coimbra, 2007.

- [51] EUROCODE 3, EN 1993-1-1: 2003. Design of steel structures: Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN, European Committee for Standardisation, Brussels.
- [52] ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifício.
- [53] KUROBANE, Y., 1981: New developments and practices in tubular joint design. International Institute of Welding, Annual Assembly, Oporto, IIW Doc. XV-488-81.
- [54] WARDENIER, J., 1982: Hollow section joints. Delft University Press, Delft, The Netherlands.
- [55] Notas de Aula. Ligações II – CHS x CHS – IC/PG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil PGECIV – Mestrado Acadêmico. Faculdade de Engenharia – FEN/UERJ. Professor Luciano Rodrigues Ornelas de Lima.
- [56] CHOO, Y. S. et al, Static strength of thick-walled CHS X-joints - Part I. New approach in strength definition, Journal of Constructional Steel Research, vol.59, pp. 1201-1228, 2003.
- [57] RODRIGUES, T. de O, 2012. Estudo do Comportamento de Ligações “T” Tubulares Reforçadas entre Perfis CHS por Meio do Método dos Elementos Finitos. Projeto Final de Graduação em Engenharia Civil - Centro de Tecnologia e Ciências – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- [58] LEE, M. M. K., Strength, stress and fracture analyses of offshore tubular joints using finite elements, Journal of Constructional Steel Research, vol. 51, pp. 265-286, 1999.

- [59] VELLASCO, P. C. G da S.; LIMA, L. R. O de L.; ANDRADE, S. A. L.; VELLASCO, M. B. R.; SILVA, L. A. P. S. Modelagem de estruturas de aço e mistas, Elsevier, Rio de Janeiro, 2014.
- [60] Notas de Aula. Introdução ao Ansys – IC/PG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil PGECIV – Mestrado Acadêmico. Faculdade de Engenharia – FEN/UERJ. Professor Luciano Rodrigues Ornelas de Lima.
- [61] Fung, T. C., Chan, T. K., and Soh, C. K. Ultimate capacity of doubler plate reinforced tubular joints, J. Struct. Eng., 125(8), 891–899, 1999.