INTRODUÇÃO

Generalidades

Os perfis tubulares possuem propriedades geométricas que tornam possível a elaboração das mais variadas obras com soluções arrojadas e econômicas, como na construção de edifícios, podendo exercer a função de pilar, viga, estrutura de cobertura e até mesmo, compor a fachada. Ainda são utilizados em pontes, passarelas, barreiras de contenção e estruturas offshore. Alguns exemplos podem ser observados na Figura 1 e na Figura 2.

Estes perfis de seções circulares, quadradas ou retangulares, apresentam ótimo desempenho estrutural aos esforços de compressão, torção ou mesmo a esforços combinados, contribuindo para uma significativa redução nos custos de fundação. Além disso, a elevada resistência à flambagem das barras possibilita o uso de maiores vãos livres com significativa redução do número de pilares e contraventamentos, contribuindo também na redução do peso próprio das estruturas. Os tubos possibilitam ainda o enchimento com o concreto, não necessitando de formas e assim aumentando a resistência mecânica e resistência ao fogo do elemento.

Os perfis tubulares possuem, na maioria das vezes, seções circulares, quadradas e retangulares. Sua fabricação pode ser laminada a quente ou dobrada a frio, com ou sem costura. Nesta dissertação serão modelados tubos sem costura.

Os tubos sem costura apresentam distribuição uniforme de massa em torno de seu centro e baixo nível de tensões residuais, característica que os distingue dos tubos de aço com costura, produzidos a partir de chapas de aço calandradas e soldadas.

Os processos de fabricação e montagem das estruturas tubulares são basicamente os mesmos utilizados para as estruturas constituídas de perfis de seções abertas convencionais.

Os detalhes das ligações devem ser cuidadosamente projetados e executados, uma vez que contribuem de forma significativa na estética, resistência e funcionalidade da estrutura.

a) Ponte Helix, localizada em Marina Bay (baía Marina), na foz do rio Cingapura [1]

b) Passarela da estação Cidade Nova do metrô – RJ [2].

c) Metrô Rio: Estação Cidade Nova, Rio de Janeiro – Brasil [3]

d) Barreira sonora, Holanda [4].

e) Bullwinkle offshore structure, Golfo do México [4].

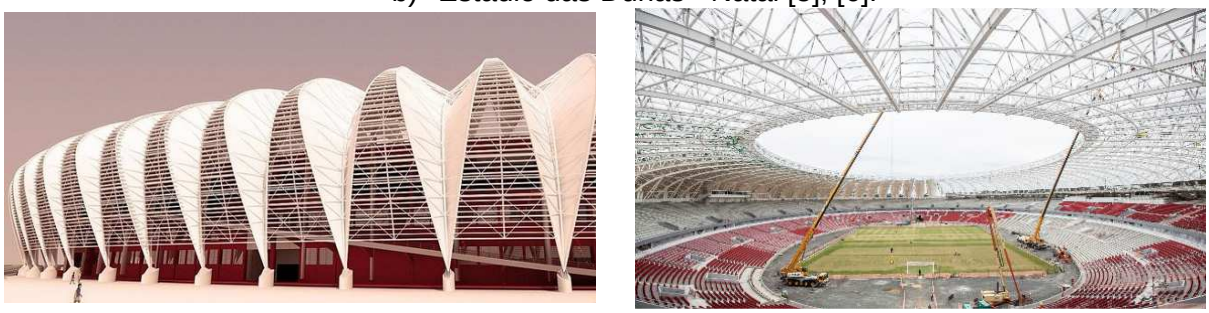
Figura 1 – Exemplos de estruturas em seções tubulares.

Estruturas produzidas a partir de tubos de seção circular apresentam uma melhor distribuição de tensões nas seções, quando comparadas com perfis tubulares de seção tubular retangular. Em contrapartida, a ligação soldada que utiliza perfis tubulares circulares, exige cortes adequados nas extremidades das barras, de modo a ajustar as superfícies de contato antes da soldagem. Nos perfis tubulares retangulares, a execução das ligações é mais simples, já que é feita em

superfície plana, fazendo com que o produto final apresente menos imperfeições geométricas oriundas da fabricação.

a) Estádio Castelão - Fortaleza [5], [6]

b) Estádio das Dunas - Natal [5], [6].



c) Estádio Beira-Rio – Porto Alegre [5], [6].

Figura 2 – Estádios da Copa 2014 com estruturas tubulares.

O aumento do uso de perfis tubulares em estruturas metálicas tem destacado a necessidade de métodos de cálculo que racionalizem as ligações com barras tubulares. No estudo das ligações é necessário avaliar o comportamento destas, uma vez que provocam tensões no tubo, que devem ser conhecidas para que seja possível a elaboração de projetos otimizados.

Além da estética atrativa, as seções tubulares, por sua forma geométrica, são as mais indicadas para resistir, de maneira econômica, às altas solicitações de cargas axiais, torção e efeitos combinados, tendo elevada eficiência estrutural. Entre suas vantagens estão:

- Criação de vãos livres de maiores dimensões, com significativa redução do número de pilares;
- Redução de prazos de construção, devido à alta velocidade do processo construtivo;
- Montagem industrial com alta precisão, eliminando os desperdícios decorrentes de improvisações, correções e adequações;
- Facilidade de utilização de materiais complementares pré-fabricados;
- Utilização de estruturas mistas (tubos preenchidos com concreto), principalmente no caso de colunas;
- Resistência adicional e proteção contra fogo em peças comprimidas com seções tubulares mistas;
- Menor área de superfície, se comparadas com as seções abertas;
- Menor área de superfície a ser protegida contra fogo, quando comparadas às seções abertas.

Motivação

A utilização de perfis tubulares é altamente difundida em diversos países como Canadá, Inglaterra, Alemanha e Holanda, devido ao alto grau de desenvolvimento tecnológico de sua produção. No Brasil, até cerca de alguns anos atrás, a utilização destes perfis na construção civil era bastante limitada, restringindo-se apenas a coberturas espaciais. Atualmente, a situação do mercado brasileiro começou a se alterar em decorrência do significativo aumento da oferta de perfis tubulares estruturais, principalmente pela TUPER S.A. [7] e pela Vallourec do Brasil [8].

Em função da resistência das ligações entre os elementos representar o ponto crítico em um projeto de estruturas tubulares, um projeto otimizado pode ser obtido apenas se o projetista entender o real comportamento da ligação e considerá-lo conceitualmente no projeto. Desta forma, para assegurar a integridade estrutural das ligações é de vital importância que o dimensionamento dos elementos construtivos bem como a configuração das ligações resulte em uma capacidade adequada de deformação e rotação. Investigações experimentais e numéricas são

fundamentais para entender o comportamento das diversas alternativas de projeto e subsidiar as formulações analíticas. Observa-se que os últimos 30 anos representaram uma fase de intensificação em programas de pesquisas no campo das estruturas tubulares, como por exemplo, estudos de estabilidade, proteção contra o fogo, carregamento de ventos, composição estrutural, e comportamento das ligações sujeitas a carregamento estático e fadiga.

Com o aumento da utilização e o aprofundamento dos estudos destes tipos de estruturas, foi desenvolvimento no Brasil, uma norma específica para o dimensionamento das estruturas em perfis tubulares e suas ligações. A ABNT publicou, em 29.11.2013, a norma ABNT NBR 16239 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares [9] de forma a dar subsídios para os projetistas de estruturas de aço e mistas que trabalham com estruturas tubulares.

Objetivos

A contínua difusão da utilização de perfis estruturais tubulares vem sendo uma tendência no mundo todo. Com isso, surge importância e a necessidade de se conhecer cada vez mais o comportamento dessas estruturas. Portanto, a presente dissertação tem por objetivo desenvolver um trabalho de pesquisa sobre a utilização dessas estruturas no que tange ao comportamento de ligações soldadas do tipo “T” entre perfis CHS para colunas e perfil I ou H para vigas, visando com isso, contribuir para que o assunto seja cada vez mais difundido no Brasil. Nesta análise, verificou-se três: ligações com uma coluna e uma única viga com flexão no plano; uma coluna e quatro vigas com esforços de flexão; e duas colunas e uma viga, aplicando o critério de classificação da ligação quanto sua a capacidade rotacional.

As análises desenvolvidas com os modelos numéricos simulam as variações das dimensões das vigas e colunas proporcionando interferências nos parâmetros geométricos afetando a rigidez da ligação, além de analisar teoricamente os modelos através de recomendações de normas internacionais e nacionais.

Este estudo numérico foi realizado através de uma modelagem como base no método de elementos finitos utilizando-se o programa Ansys versão 12.0 [10].

Estrutura da dissertação

O presente capítulo apresentou uma introdução sobre os perfis tubulares ilustrando sua utilização no Brasil e no mundo, a motivação para a realização desta dissertação, os objetivos e uma descrição do conteúdo desta dissertação.

O capítulo um apresenta revisões bibliográficas de trabalhos existentes na literatura técnica, com o objetivo de proporcionar um suporte teórico para o desenvolvimento deste estudo.

O capítulo dois expõe os modos de ruina de ligações tubulares, os critérios geométricos e as equações para o dimensionamento entre ligações soldadas tipo T e X com colunas CHS e vigas com seção I ou H, segundo as recomendações sugeridas pelo EC3 [11], CIDECT [12] e a NBR 16239 [9]. Além disso, descreve o critério de deformação limite proposto por Lu *et al.* [13] e descrito por Choo *et al.* [14], o procedimento de classificação da ligação estabelecido pelo EC3 [11] através da curva momento *versus* rotação da ligação juntamente com o método da inclinação inicial para o cálculo da rigidez da ligação.

O capítulo três apresenta-se, a descrição do modelo numérico para as ligações tipo T e X através de um modelo em elementos finitos desenvolvido no programa Ansys, versão 12.0 [10], obtendo as considerações necessárias para a calibração do modelo numérico em concordância com as análises experimentais e teóricas realizadas por Winkel [15] bem como a aplicação das normas já mencionadas, o critério de deformação limite, a análise da distribuição das tensões de von Mises e a classificação da ligação quanto a rigidez da mesma.

O capítulo quatro exibe a análise paramétrica avaliando a influência de alguns parâmetros geométricos na resistência das ligações e a aplicação do critério da deformação limite e das normas estudadas nesta dissertação para ligações tipo T com colunas CHS e vigas com perfil I ou H.

E por fim, o capítulo cinco onde são apresentadas as conclusões adquiridas com as análises realizadas na presente dissertação.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1 Generalidades

Este capítulo apresenta uma síntese de alguns trabalhos realizados sobre ligações entre perfis tubulares desenvolvidos por pesquisadores no Brasil e no mundo de forma a situar o leitor no âmbito deste assunto.

Nunes [16] desenvolveu em 2012 um estudo de ligações soldadas formadas por coluna tubular de seção quadrada e viga com seção transversal I. As análises teóricas foram baseadas nas prescrições de normas e autores internacionais. Utilizou-se o programa comercial ANSYS para realizar a análise computacional e o modo de falha que ocorreu em todos os modelos foi a plastificação da face da coluna conforme apresentado na Figura 3.

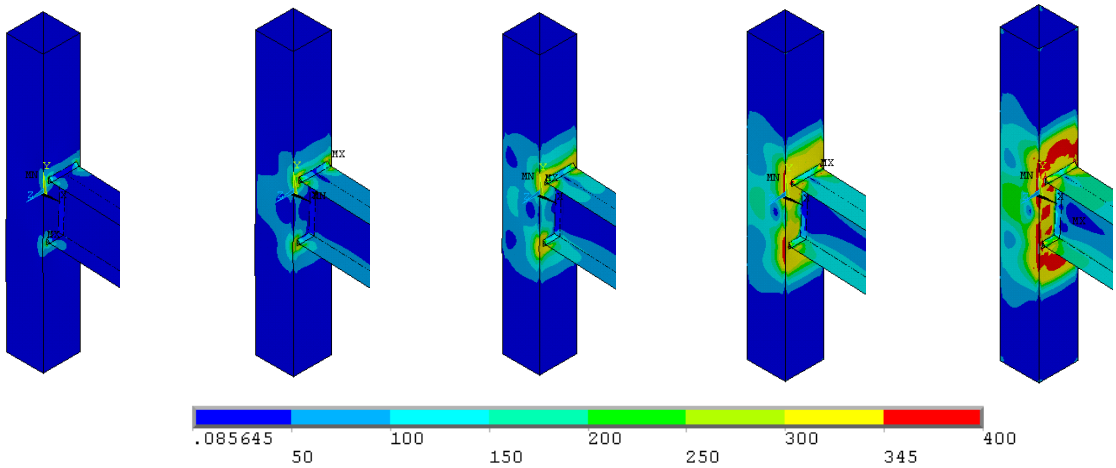


Figura 3 – Evolução das tensões de von Mises (MPa) [16].

Pode ser observada a concentração de tensões nas áreas próximas do encontro entre a viga e a coluna, sendo esta a região mais solicitada durante a transmissão dos esforços. A mesa superior traciona a face da coluna enquanto a mesa inferior comprime a face da mesma, sendo nestas interseções onde se inicia a plastificação dos modelos.

Reis [17] em 2011 desenvolveu uma análise numérica, teórica e experimental de ligações metálicas soldadas entre coluna em perfil tubular circular e viga em perfil de seção transversal I. A análise teórica foi feita de acordo com o EC3 [11] e o CIDECT [12] e os modelos numéricos foram desenvolvidos em elementos finitos utilizando o programa computacional ANSYS 11.0. O modelo numérico foi bastante eficaz e satisfatório quando comparado com os resultados experimentais. Quanto a classificação da rigidez, todos os protótipos experimentais e numéricos apresentaram um comportamento semi-rígido e o modo de falha que ocorreu nesses modelos foi a plastificação da face da coluna. Verificou-se ainda que houve um acréscimo de resistência na ligação devido ao aumento da altura da seção transversal da viga e/ou aumento da espessura da coluna tubular circular.

Wang [18] analisou em 2011 um experimento e um modelo numérico que consiste em uma ligação entre vigas de aço e colunas CFT (*Concrete Filled Tubular*) resistente ao fogo. O modelo computacional foi desenvolvido pelo programa ABAQUS considerando a não linearidade da geometria e do material. A proposta do modelo de elementos finitos tem uma boa coerência com os resultados experimentais, como observado na deformada da estrutura e nos modos de falha apresentados na Figura 4 e na Figura 5, respectivamente.

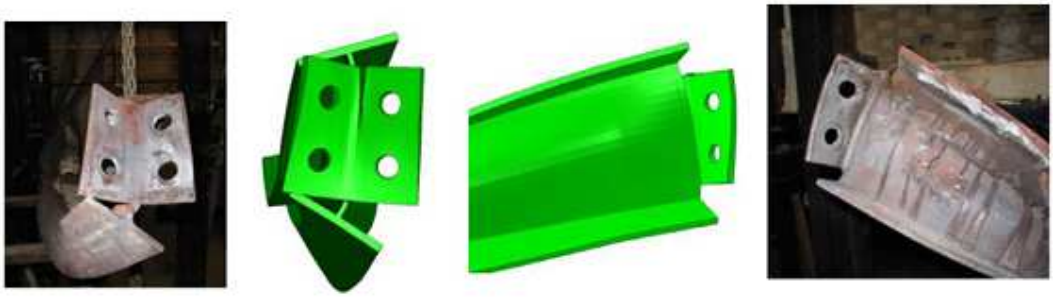


Figura 4 – Viga submetida a Torção [18].

Wang [19] realizou em 2010 um estudo sobre o comportamento de paredes espessas em uma ligação X CHS, fora do plano de flexão. A ligação analisada atendeu aos parâmetros geométricos estabelecidos pelo EC3 [11]. As análises foram desenvolvidas utilizando o programa de computador ANSYS, considerando a não linearidade do material que foi contabilizada nas análises cíclicas por meio de um modelo de plasticidade clássica baseadas nos critérios de Von Misses e associados ao fluxo plástico, com propriedades dos materiais tomados a partir de ensaios de tração. O autor conclui que as ligações X com espessuras maiores demostraram

melhor conexão, ductilidade e capacidade de dissipação de energia que as articulações com espessuras menores sob o carregamento de flexão para fora do plano.

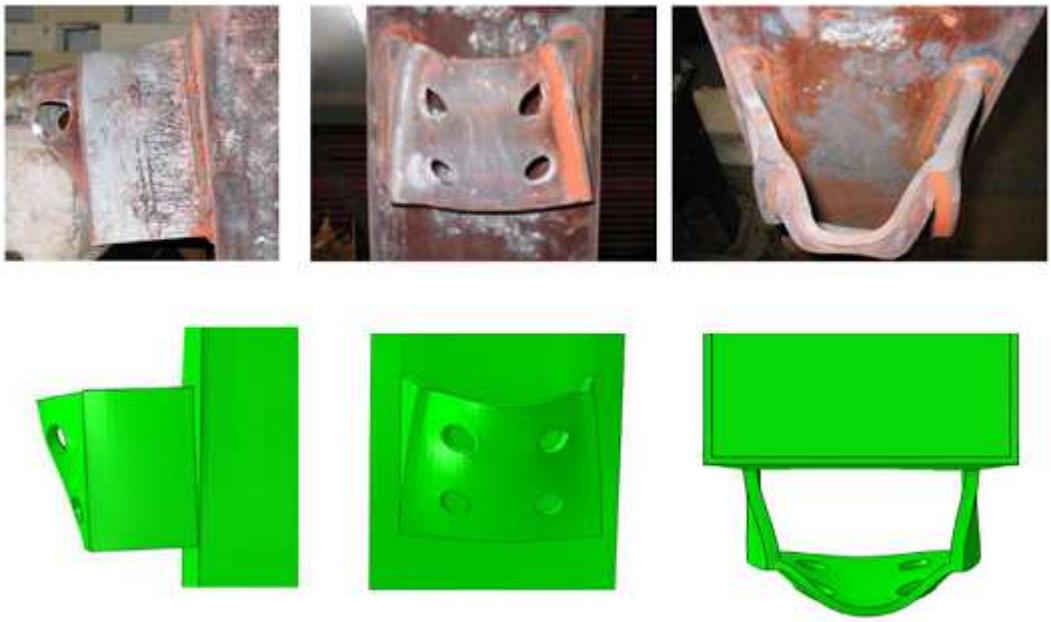


Figura 5 – Deformada da peça [18].

Freitas [20] analisou numericamente em 2009, o comportamento da ligação entre viga de seção transversal I com coluna tubular de seção circular onde foram consideradas configurações usuais de ligações com anéis externos transversais e chapa de alma. A análise numérica foi realizada por meio dos pacotes comerciais TRUEGRID e ANSYS, os quais aplicam o Método dos Elementos Finitos. Os estudos comprovaram a eficácia dos anéis externos na distribuição dos esforços oriundos do engastamento parcial da viga, fazendo com que a coluna não seja comprometida.

Kaya [21] apresentou em 2009 uma análise não linear de uma ligação viga-coluna com concreto pré-moldado pós-tensionado. O modelo deste estudo foi realizado no programa de elementos finitos ANSYS conforme apresentado na Figura 6. O autor conclui que em relação aos resultados experimentais e os analíticos a ligação desenvolveu um bom desempenho para a capacidade de carga, porém para a rigidez inicial houve uma diferença entre os valores.

Christitsas [22] apresentou em 2006 um artigo no qual realizou estudos teóricos, analíticos e experimentais sobre ligação SHS. Os cálculos teóricos foram

baseados nas prescrições do EC3 [11] e do CIDECT [12]. A análise computacional foi desenvolvida com o método dos elementos finitos através do programa ABAQUS, considerando a não-linearidade geométrica e do material, o qual foi coerente com os resultados experimentais - ver Figura 7.

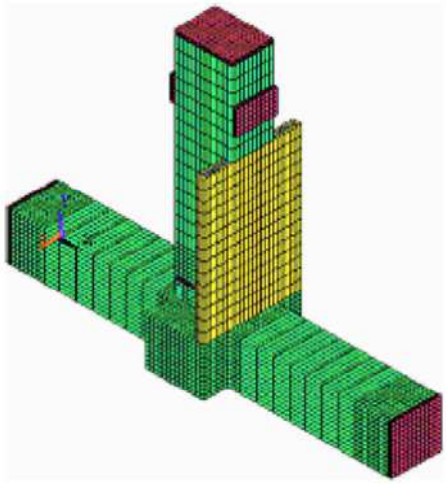


Figura 6 – Malha do modelo com concreto pré-moldado [21].

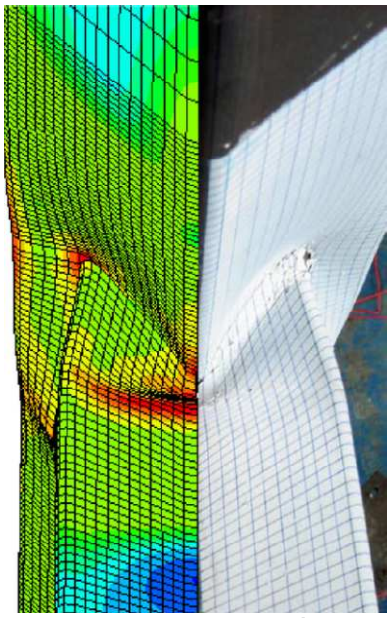


Figura 7 – Correlação entre o modelo analítico e o experimental [22].

Kumar [23] desenvolveu em 2005, um estudo experimental e uma modelagem de elementos finitos sobre ligações viga-coluna RHS com abertura na viga, que permite a montagem da ligação e possibilita a passagem de tubulação de serviço, apesar de na mesma haver uma calha aparafusada na parte superior e inferior. O modelo numérico foi elaborado no programa MSC/NASTRAN em uma análise não

linear. O autor concluiu que a ligação possui uma boa capacidade de dissipação de energia e ótima resistência, recomendável para regiões com sismo.

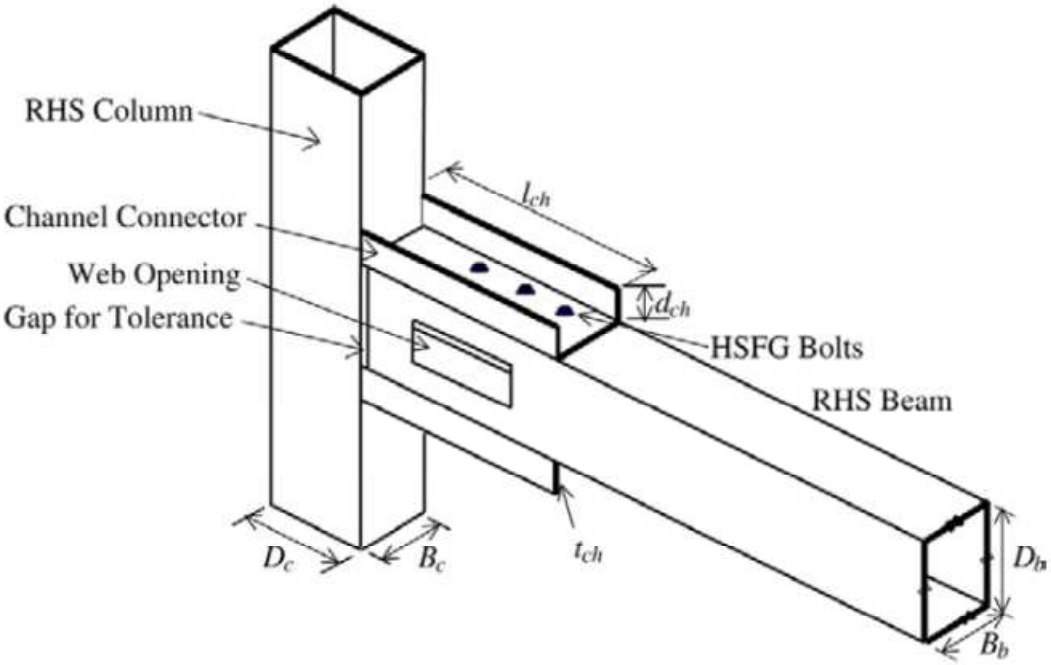


Figura 8 – Ligação RHS viga – coluna [23].

Chung [24] analisou em 2005, ligações aparafusadas entre viga e coluna de aço formado a frio. O programa utilizado para análise dos elementos finitos foi o GMNAF, considerando a não linearidade geométrica e do material. O autor concluiu que as propostas de análise e concepção de força de avaliação da deformada são altamente eficazes em prever o desempenho estrutural do aço formado a frio entre vigas e colunas aparafusadas.

Shanmugam [25] desenvolveu em 1991 um estudo sobre o comportamento de ligações com reforço externo entre colunas retangulares e vigas com seção I, submetida a um carregamento cíclico. Os parâmetros esperados para influenciarem o comportamento da ligação entre a coluna retangular e a viga I são: tipo de enrijecedor, tamanho da coluna e da viga, relação entre a largura da aba da viga e do pilar, esbeltez da coluna e as tensões residuais de sondagem. Todavia, os únicos parâmetros estudados por Shanmugan [25] foram os tipos de enrijecedores e os tamanhos da viga e da coluna. As experiências laboratoriais foram realizadas em ligações enrijecidas como: T com enrijecedores, cantoneiras com enrijecedores e placas de extremidade. Foi concluído neste trabalho que em relação a cargas

cíclicas, o desempenho de ligações com T com enrijecedores foi melhor que a de cantoneiras com enrijecedores e em relação a deflexão, a ductilidade das ligações com T com enrijecedores apresenta, geralmente, respostas melhores quando comparadas com as demais ligações.

2 DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES ENTRE ELEMENTOS TUBULARES

2.1 Generalidades

É necessário que se tenha um conhecimento de todos os componentes envolvidos para a análise do comportamento de ligações estruturais em aço.

Quando solicitadas axialmente por ações de compressão, as barras de seções circulares oferecem um melhor desempenho se comparadas a elementos de seção aberta, o que faz com que este elemento seja aplicado cada vez mais na construção de pilares. As formas geométricas mais adequadas em casos de barras sujeitas à flexão são as seções tipo I.

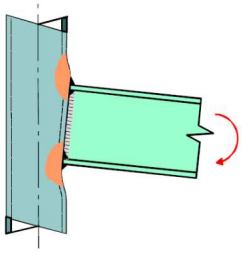
Por apresentarem aspectos modernos e arrojados devido a sua forma redonda, além de suas vantagens estruturais, cresce o número de colunas tubulares circulares e vigas com seção tipo I. Associado a isso, torna-se necessário ter um melhor conhecimento da ligação entre os seus elementos e de seus parâmetros como rigidez, resistência e ductilidade.

Para que se possa ter o conhecimento da ligação é necessário que se determinem os parâmetros que caracterizam a relação momento *versus* rotação (MxΦ). O conhecimento desta relação permite a classificação do comportamento da ligação considerado na fase de análise global da estrutura.

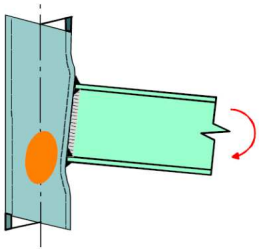
Os parâmetros que caracterizam a relação MxΦ, dizem respeito às propriedades estruturais da ligação tais como resistência, rigidez e ductilidade. A determinação das propriedades estruturais da ligação pode ser feita através de investigação analítica, experimental ou análise numérica. A seguir tem-se a apresentação das formulações para o dimensionamento das ligações segundo o EC3 [11], o CIDECT [12] e a norma NBR 16239 [9].

2.2 Recomendações segundo EC3

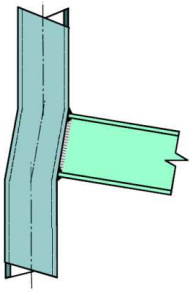
O EC3, parte 1-8 [11] apresenta diferentes tipos de ruína que dependem diretamente da configuração da ligação, das condições de carregamento e dos parâmetros geométricos a saber: plastificação da face da coluna (banzo); plastificação por flambagem local da face lateral da coluna; cisalhamento da coluna; punção da parede da coluna (banzo); ruptura da mesa da viga e da solda; flambagem local da viga comprimida ou amassamento da parede da coluna próximo à viga tracionada. Estes modos de ruína são apresentados na Figura 9.



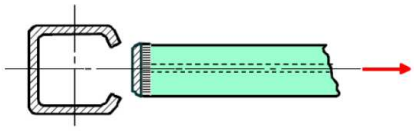
a) plastificação da face da coluna(banzo)



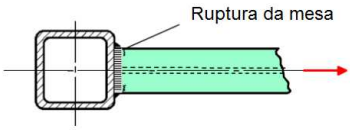
b) plastificação por flambagem local da face lateral da coluna

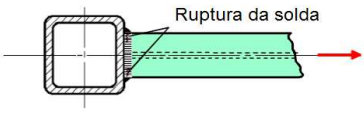


c) cisalhamento da coluna

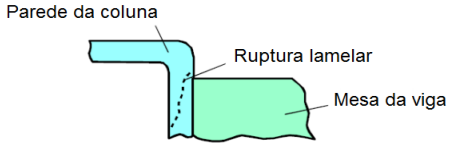


d) punção da parede da coluna (banzo)

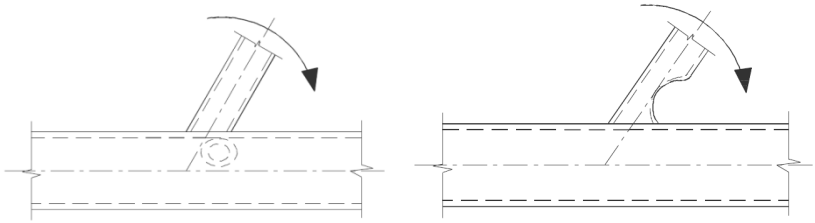




e.1) Ruptura da mesa da viga



e.2) Ruptura da solda



f) flambagem local da viga comprimida ou amassamento da parede da coluna próximo a viga tracionada

Figura 9 – Modos de ruína de ligações tubulares [26].

A Figura 10 ilustra os parâmetros geométricos a serem verificados no dimensionamento das ligações T e a Figura 11 para ligações X entre perfis circulares e seções tipo I para o EC3 [11], o CIDECT [12] e a norma NBR 16239 [9].

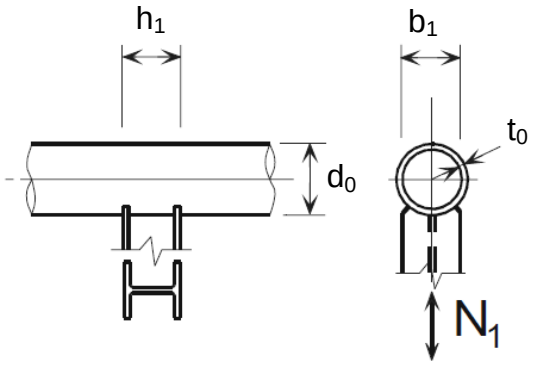


Figura 10 – Parâmetros geométricos: ligação T entre colunas com perfis circulares e vigas com seção I ou H.

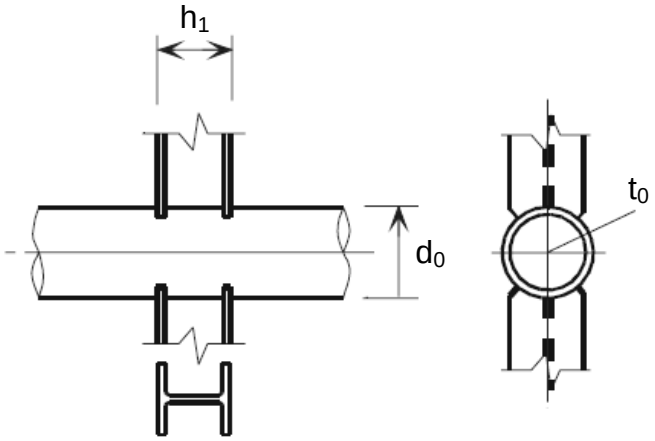


Figura 11 – Parâmetros geométricos: ligação X entre colunas com perfis circulares e vigas com seção I ou H.

2.2.1 Ligação T

As equações (1), (2) e (3) apresentam os parâmetros geométricos a serem verificados no dimensionamento de ligações tipo T entre perfis circulares e seções tipo I conforme a Figura 10. Destaca-se que, respeitados estes parâmetros, somente a plastificação da face da coluna (banzo), Figura 9(a), e punção da parede da coluna

(banzo), Figura 9(d), devem ser os estados limites verificados, pois um destes critérios controlará o dimensionamento. Conforme preconizado pelo EC3 1-8 [11], caso a geometria da ligação esteja fora destes limites de validade, todos os critérios de ruína apresentados na Figura 9 deverão ser verificados. Além disso, também devem ser considerados, os momentos de segunda ordem causados pela rigidez rotacional da ligação.

$$0{,}2 \leq \beta = \frac{b_1}{d_0} \leq 1{,}0 \tag{1}$$

$$10 \leq 2\gamma = \frac{d_0}{t_0} \leq 50 \tag{2}$$

$$\eta = \frac{h_1}{d_0} \leq 4{,}0 \tag{3}$$

Onde:

d_0 refere-se ao diâmetro externo da coluna;

b_1 refere-se a largura da mesa da viga;

h_1 refere-se a altura do perfil da viga;

t_0 refere-se a espessura da parede do coluna;

Segundo o EC3 1-8 [11], as resistências referentes aos modos de ruína, desde que obedecido os limites de validade das equações (1), (2) e (3) para ligações tipo T, são obtidas através das equações seguintes:

- Plastificação da face da coluna.

$$N_{1,Rd} = k_p f_{y0} t_0^2 \left(4 + 20\beta^2\right)\left(1 + 0{,}25\eta\right) / \gamma_{M5} \tag{4}$$

$$M_{ip,1,Rd} = h_1 N_{1,Rd} \; / \left(1 + 0{,}25\eta\right) \tag{5}$$

$$M_{op,1,Rd} = 0{,}5 b_1 N_{1,Rd} \tag{6}$$

- Punção da parede da coluna.

$$\sigma_{max} t_1 = \left(\frac{N_{Ed}}{A_1} + \frac{M_{ed}}{W_e} \right) t_1 \leq 2t_0 \left(\frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_{M5} \quad (7)$$

Onde:

$N_{1,Rd}$ refere-se a força normal resistente de cálculo;

$M_{ip,1,Rd}$ refere-se ao momento fletor resistente de cálculo no plano da ligação;

$M_{op,1,Rd}$ refere-se ao momento fletor resistente de cálculo fora do plano da ligação;

k_p é obtido através da equação (8), e depende do nível de tensão na coluna;

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

t_0 refere-se à espessura da parede da coluna;

β refere-se ao parâmetro geométrico obtido através da equação (1);

η refere-se ao parâmetro geométrico obtido através da equação (3);

σ_{max} refere-se a máxima tensão solicitante proveniente do elemento conectado;

t_1 refere-se à espessura da parede da viga;

N_{Ed} refere-se a força normal solicitante proveniente do elemento conectado;

M_{ed} refere-se ao momento fletor solicitante proveniente do elemento conectado;

A_1 refere-se a área da seção transversal da viga;

W_e refere-se ao módulo elástico;

γ_{M5} refere-se ao coeficiente de segurança.

De acordo com o EC3 1-1 [27], o valor deste coeficiente deve ser definido pelos anexos nacionais da norma, porém, para ligações tubulares, o EC3 1-8 [11] recomenda que o valor seja considerado igual a 1,0.

$$\begin{aligned} &n_p > 0 (\text{Compressão}) \rightarrow k_p = 1 - 0{,}3 n_p (1 + n_p) \text{mas} \therefore k_p \leq 1{,}0 \\ &n_p \leq 0 (\text{Tração}) \rightarrow k_p = 1 \end{aligned} \quad (8)$$

Onde:

n_p refere-se ao nível de tensão na coluna, obtido através da equação (9);

$$n_p = \frac{1}{\gamma_{M5}}\left(\frac{\sigma_{p,Ed}}{f_{y0}}\right) \tag{9}$$

Onde:

$\sigma_{p,Ed}$ refere-se a tensão axial solicitante na coluna;

2.2.2 Ligação X

As equações (14), (15) e (16) apresentam os parâmetros geométricos a serem verificados no dimensionamento de ligações tipo X entre perfis circulares e seções tipo I conforme a Figura 11.

Segundo o EC3 1-8 [11], as resistências referentes aos modos de ruína, desde que obedecido os limites de validade das equações (14), (15) e (16) para ligações tipo X, são obtidas através das equações seguintes:

- Plastificação da face da coluna.

$$N_{1,Rd} = \frac{5k_p f_{y0} t_0^2}{1-0{,}81\beta}(1+0{,}25\eta)/\gamma_{M5} \tag{10}$$

$$M_{ip,1,Rd} = h_1 N_{1,Rd} \;/(1+0{,}25\eta) \tag{11}$$

$$M_{op,1,Rd} = 0{,}5 b_1 N_{1,Rd} \tag{12}$$

- Punção da parede da coluna.

$$\sigma_{max} t_1 = \left(\frac{N_{Ed}}{A_1} + \frac{M_{ed}}{W_e}\right)t_1 \leq 2t_0\left(\frac{f_{y0}}{\sqrt{3}}\right)/\gamma_{M5} \tag{13}$$

$$0{,}2 \leq \beta = \frac{b_1}{d_0} \leq 1{,}0 \tag{14}$$

$$10 \leq 2\gamma = \frac{d_0}{t_0} \leq 40 \tag{15}$$

$$\eta = \frac{h_1}{d_0} \leq 4{,}0 \tag{16}$$

Vale ressaltar que o EC3 1-8 [11], considera n_p positivo para compressão e negativo para tração, ao contrário, da 2ª edição do CIDECT [12] e a norma NBR 16239 [9] que consideram n_p negativo para compressão e positivo para tração.

2.3 Recomendações segundo CIDECT

Baseado em rigorosas investigações em combinação com diversos estudos numéricos, o IIW reanalisou todas as equações de resistência de ligações e propôs, na segunda edição do guia de projeto de estruturas tubulares do CIDECT [12], novas equações para avaliar a resistência de projeto de ligações entre perfis circulares. A influência dos parâmetros geométricos foi determinada através de retro análises dos resultados dos modelos numéricos. Após algumas simplificações, as equações foram comparadas com resultados experimentais compilados por diversos pesquisadores.

Os requisitos geométricos que validam a formulação proposta pelo EC3 1-8 [11] continuam sendo válidos. Embora, em alguns casos particulares, o intervalo de validade do parâmetro γ pudesse ser maior. Porém, o IIW limitou o parâmetro $2\gamma \leq 50$, porque, para razões que excedam este limite, a deformação deverá controlar o dimensionamento da ligação, enquanto que em outros casos, a capacidade de deformação não deverá ser suficiente para redistribuir os momentos de segunda ordem. Nas novas equações, os efeitos da flexão na coluna devido à carga na viga são completamente incluídos na função Q_f de tensão na coluna, possibilitando uma melhor resposta da capacidade da ligação. As equações anteriores de plastificação da coluna foram baseadas em resultados experimentais.

Tais resultados foram influenciados pela flexão na coluna devido às configurações dos ensaios.

2.3.1 Ligação T

As equações (17), (18) e (19) apresentam os parâmetros geométricos a serem verificados no dimensionamento de ligações tipo T entre perfis circulares e seções tipo I conforme a Figura 10.

$$0{,}2 \leq \beta = \frac{b_1}{d_0} \leq 1{,}0 \tag{17}$$

$$2\gamma = \frac{d_0}{t_0} \leq 50 \tag{18}$$

$$1{,}0 \leq \eta = \frac{h_1}{d_0} \leq 4{,}0 \tag{19}$$

Segundo o CIDECT [12], as resistências referentes aos modos de ruína, desde que obedecido os limites de validade das equações (17), (18) e (19) para ligações tipo T, são obtidas através das equações seguintes:

- Plastificação da face da coluna.

$$N_1^* = Q_u Q_f \frac{f_{y0} t_0^2}{\operatorname{sen} \theta_1} \tag{20}$$

$$M_1^* = Q_{ub} Q_f f_{y0} t_0^2 h_1 \tag{21}$$

Onde:

N_1^* refere-se a força normal resistente de cálculo;

M_1^* refere-se ao momento fletor resistente de cálculo;

Q_u refere-se à função que fornece a influência dos parâmetros geométricos β e γ na ligação, sendo obtido através da equação (22);

Q_f refere-se à função que leva em conta a influência do nível de tensão na coluna na capacidade resistente da ligação, sendo obtido através da equação (25);

Q_{ub} refere-se ao parâmetro obtido através da equação (23);

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

t_0 refere-se à espessura da parede da coluna;

θ_1 refere-se ao ângulo entre a viga e a coluna;

h_1 refere-se à espessura da parede da coluna;

$$Q_u = 2{,}2\left(1+6{,}8\beta^2\right)\left(1+0{,}4\eta\right)\gamma^{0,2} \tag{22}$$

No plano

$$Q_{ub} = \frac{Q_u}{\left(1+0{,}4\eta\right)} \tag{23}$$

Fora do plano

$$Q_{ub} = 0{,}5Q_u\frac{b_1}{h_1} \tag{24}$$

$$Q_f = \left(1-|n|\right)^{C_1} \tag{25}$$

$$n = \frac{N_0}{N_{pl,0}} + \frac{M_0}{M_{pl,0}} \tag{26}$$

$$\begin{aligned} n < 0(\text{Compressão}) &\rightarrow C_1 = 0{,}25 \\ n \geq 0(\text{Tração}) &\rightarrow C_1 = 0{,}20 \end{aligned} \tag{27}$$

Onde:

n é obtido através da equação (27);

N_0 refere-se ao esforço normal atuante na coluna;

$N_{pl,0}$ refere-se a resistência axial da seção da coluna, ou seja, $N_{pl,0} = A \times f_{y0}$

M_0 refere-se ao momento fletor aplicado na coluna;

$M_{pl,0}$ refere-se a resistência à flexão da coluna, ou seja, $M_{pl,0} = W_e \times f_{y0}$

- Punção da parede da coluna.

Para $b_1 \leq d_0 - 2t_0$ e $\eta \leq 2{,}0$, tem-se,

$$\left(\frac{N_1}{A_1} + \frac{M_{ip,1}}{W_{el,ip,1}} + \frac{M_{op,1}}{W_{el,op,1}} \right) \leq 0{,}58 f_{y0} \frac{t_0}{t_1} \tag{28}$$

Para outros casos,

$$\left(\frac{N_1}{A_1} + \frac{M_{ip,1}}{W_{el,ip,1}} + \frac{M_{op,1}}{W_{el,op,1}} \right) \leq 1{,}16 f_{y0} \frac{t_0}{t_1} \tag{29}$$

Onde:

N_1 é obtido através da equação (20);

$M_{ip,1}$ refere-se ao momento fletor no plano conforme equação (21);

$M_{op,1}$ refere-se ao momento fletor fora do plano conforme equação (21);

2.3.2 Ligação X

As equações (30), (31) e (32) apresentam os parâmetros geométricos a serem verificados no dimensionamento de ligações tipo X entre perfis circulares e seções tipo I conforme a Figura 11.

$$0{,}2 \leq \beta = \frac{b_1}{d_0} \leq 1{,}0 \tag{30}$$

$$2\gamma = \frac{d_0}{t_0} \leq 40 \tag{31}$$

$$1{,}0 \leq \eta = \frac{h_1}{d_0} \leq 4{,}0 \tag{32}$$

Segundo o CIDECT [12], as resistências referentes aos modos de ruína citados anteriormente para ligações tipo X são obtidas através das equações seguintes:

- Plastificação da face da coluna.

$$N_1^* = Q_u Q_f \frac{f_{y0} t_0^2}{\operatorname{sen}\theta_1} \tag{33}$$

$$M_1^* = Q_{ub} Q_f f_{y0} t_0^2 h_1 \tag{34}$$

$$Q_u = 2{,}2\left(\frac{1+\beta}{1-0{,}7\beta}\right)(1+0{,}4\eta)\gamma^{0{,}15} \tag{35}$$

No plano

$$Q_{ub} = \frac{Q_u}{(1+0{,}4\eta)} \tag{36}$$

Fora do plano

$$Q_{ub} = 0{,}5 Q_u \frac{b_1}{h_1} \tag{37}$$

- Punção da parede da coluna.

Para $b_1 \leq d_0 - 2t_0$ e $\eta \leq 2{,}0$, tem-se,

$$\left(\frac{N_1}{A_1} + \frac{M_{ip,1}}{W_{el,ip,1}} + \frac{M_{op,1}}{W_{el,op,1}}\right) \leq 0{,}58 f_{y0} \frac{t_0}{t_1} \tag{38}$$

Para outros casos,

$$\left(\frac{N_1}{A_1} + \frac{M_{ip,1}}{W_{el,ip,1}} + \frac{M_{op,1}}{W_{el,op,1}}\right) \leq 1{,}16 f_{y0} \frac{t_0}{t_1} \tag{39}$$

2.4 Recomendações segundo a Norma Brasileira

Segundo a norma brasileira NBR 16239 [9], as cargas que conduzem à plastificação da face da coluna e ao punçoamento da parede da coluna são obtidas através das equações (41) e (43), respectivamente. Observa-se ainda, que os mesmos requisitos geométricos preconizados pelo EC3 1-8 [11] e pelo CIDECT [12] continuam sendo válidos para garantir a aplicabilidade das equações.

2.4.1 Ligação T

As equações (1), (2) e (3) apresentam os parâmetros geométricos a serem verificados no dimensionamento de ligações tipo T entre perfis circulares e seções tipo I conforme a Figura 10.

Segundo a norma NBR 16239 [9], as resistências referentes aos modos de ruína, desde que obedecido os limites de validade das equações (1), (2) e (3) para ligações tipo T, são obtidas através das equações seguintes:

- Plastificação da face da coluna.

$$N_{1,Rd} = k_p f_{y0} t_0^2 \left(4{,}4 + 22\beta^2\right)\left(1 + 0{,}25\eta\right) / \gamma_{a1} \tag{40}$$

$$M_{ip,1,Rd} = h_1 N_{1,Rd} \; / \left(1 + 0{,}25\eta\right) \tag{41}$$

$$M_{op,1,Rd} = 0{,}5 b_1 N_{1,Rd} \tag{42}$$

- Punção da parede da coluna.

$$\sigma_{max} t_1 = \left(\frac{N_{Ed}}{A_1} + \frac{M_{Ed}}{W_e}\right) t_1 \leq 2{,}2 t_0 \, 0{,}60 f_{y0} / \gamma_{a1} \tag{43}$$

Onde:

$N_{1,Rd}$ refere-se a força normal resistente de cálculo;

$M_{ip,1,Rd}$ refere-se ao momento fletor resistente de cálculo no plano da ligação;

$M_{op,1,Rd}$ refere-se ao momento fletor resistente de cálculo fora do plano da ligação;

k_p é obtido através da equação (44), e depende do nível de tensão na coluna;

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

t_0 refere-se à espessura da parede da coluna;

β refere-se ao parâmetro geométrico obtido através da equação (30);

η refere-se ao parâmetro geométrico obtido através da equação (32);

σ_{max} refere-se a máxima tensão solicitante proveniente do elemento conectado;

t_1 refere-se à espessura da parede da viga

N_{Ed} refere-se a força normal solicitante proveniente do elemento conectado;

M_{Ed} refere-se ao momento fletor solicitante proveniente do elemento conectado;

A_1 refere-se a área da seção transversal da viga;

W_e refere-se ao módulo elástico;

γ_{a1} refere-se ao coeficiente de segurança. De acordo com a norma NBR 16239 [9], o valor deste coeficiente é considerado igual a 1,1.

$$\begin{aligned} &n_p < 0(\text{Compressão}) \rightarrow k_p = 1 - 0{,}3n_p(1 + n_p) \text{mas} \therefore k_p \leq 1{,}0 \\ &n_p \geq 0(\text{Tração}) \rightarrow k_p = 1 \end{aligned} \tag{44}$$

Onde:

n_p refere-se ao nível de tensão na coluna, obtido através da equação (45);

$$n_p = \frac{1}{\gamma_{a1}}\left(\frac{\sigma_{p,Ed}}{f_{y0}}\right) \tag{45}$$

Onde:

$\sigma_{p,Ed}$ refere-se a tensão axial solicitante na coluna;

2.4.2 Ligação X

As equações (14), (15) e (16) apresentam os parâmetros geométricos para esta ligação tipo X entre perfis circulares e seções tipo I conforme a Figura 11.

Segundo a norma NBR 16239 [9], as resistências referentes aos modos de ruína, desde que obedecido os limites de validade das equações (14), (15) e (16) para ligações tipo X, são obtidas através das equações seguintes:

- Plastificação da face da coluna.

$$N_{1,Rd} = \frac{5{,}5 k_p f_{y0} t_0^2}{1 - 0{,}81\beta}(1 + 0{,}25\eta) / \gamma_{a1} \tag{46}$$

$$M_{ip,1,Rd} = h_1 N_{1,Rd} \ /(1 + 0{,}25\eta) \tag{47}$$

$$M_{op,1,Rd} = 0{,}5 b_1 N_{1,Rd} \tag{48}$$

- Punção da parede da coluna.

$$\sigma_{max} t_1 = \left(\frac{N_{Ed}}{A_1} + \frac{M_{ed}}{W_e}\right) t_1 \leq 2{,}2 t_0 0{,}60 f_{y0} / \gamma_{a1} \tag{49}$$

2.5 Critérios de Deformação Limite

As normas de projeto de ligações de perfis tubulares em aço são normalmente baseadas em uma análise plástica, ou em critérios de deformações limites conforme apresentado por Kosteski *et al.* [28] e Zhao [29]. Na análise plástica, pelo método dos mecanismos, a cada mecanismo de colapso cinematicamente admissível, está associado um multiplicador das cargas da estrutura que é igual ou maior do que o seu multiplicador de colapso. A solução encontrada é, portanto dependente do mecanismo adotado, e será tão mais exata quanto mais adequado for aquele mecanismo. Como exemplos, os casos estudados por Cao *et al.* [30], Packer [31], Packer *et al.* [32] e Kosteski *et al.* [28] podem ser referenciados. Os critérios de limites de deformação usualmente associados ao estado limite último da face de um perfil tubular solicitada perpendicularmente ao seu plano correspondem à máxima deformação desta componente naquela direção.

A justificativa para se utilizar o critério de deformação limite é que, para faces de colunas esbeltas, a rigidez da ligação não se anula depois do escoamento completo, mas pode assumir valores elevados devido ao efeito de membrana. Este fenômeno pode ser observado nas curvas obtidas através da análise não-linear geométrica e de material. É evidente que se a máxima carga é obtida através de curvas experimentais, a ausência de um pico na curva pode dificultar a identificação do ponto referente ao estado limite último. Desta forma, comparações de resultados experimentais com resultados referentes a uma análise plástica, podem, nestes casos, ser baseadas nos critérios de deformação.

O limite de deformação proposto por Lu *et al.* [13] e descrito por Choo *et al*. [14] pode ser usado na avaliação das cargas axiais e/ou rotação de uma ligação submetida a esforços axiais e flexão. A resistência da ligação é baseada em uma comparação da deformação na interseção viga-coluna para dois níveis de carregamento: a resistência última N_u que corresponde a um deslocamento para fora do plano $\Delta_u = 0{,}03d_0$ e o limite de serviço N_s que é dado por $\Delta_s = 0{,}01\ d_0$ - ver Figura 12 Lu *et al.* [13] determinou que o primeiro ponto com perda de rigidez na curva carga-deslocamento pode ser considerado caso o deslocamento corresponda a um limite menor que $\Delta_u = 0{,}03d_0$. 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.

Caso a razão N_u/N_s seja maior que 1,5 a resistência limite de serviço controla o dimensionamento. No caso das ligações onde a razão da coluna $N_u/N_s<1,5$, a deformação limite apropriada para determinar a resistência última da ligação deve ser igual a $0,03d_0$. Porém, no estudo deste trabalho, considerar-se-á a curva momento *versus* rotação, ou seja, M_u corresponde ao momento resistente último considerando uma rotação de 3% conforme equação (56) e M_s corresponde ao momento como limite de serviço considerando uma rotação de 1% conforme a equação (55) – ver Figura 13. A utilização deste critério será melhor detalhada em seções posteriores do presente trabalho.

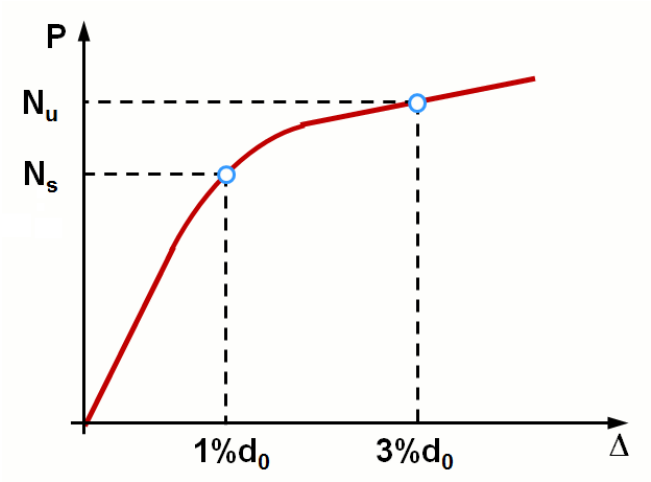


Figura 12 – Curva carga *versus* deslocamento do critério de deformação limite.

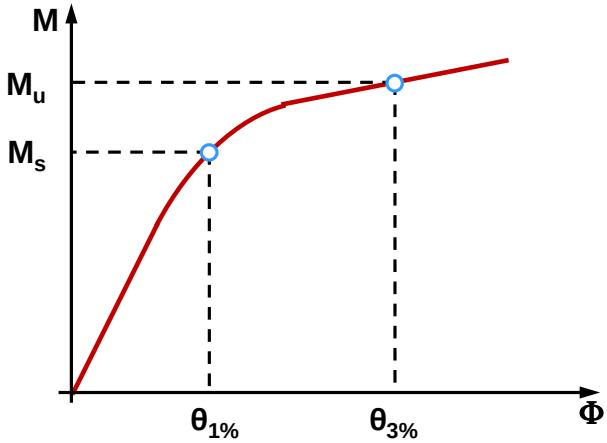


Figura 13 – Curva momento *versus* rotação do critério de deformação limite.

2.6 Classificação das ligações

As ligações estruturais desempenham um papel fundamental no comportamento global das estruturas de aço. Atualmente, considera-se que o comportamento real das ligações encontra-se entre duas situações extremas, ou seja, rígidas ou flexíveis.

Na ligação rígida, os membros ligados por ela sofrem a mesma rotação, ou seja, em qualquer ligação viga-coluna, a distribuição de momentos fletores ocorre de acordo com a rigidez à flexão destes membros.

Na ligação flexível, a viga é considerada como bi-apoiada não ocorrendo transmissão de esforços de flexão da viga para a coluna.

Todavia, casos intermediários podem ocorrer onde o momento transmitido será resultante da rotação relativa entre a viga e a coluna, ou seja, esta ligação será classificada como ligação semirrígida [33].

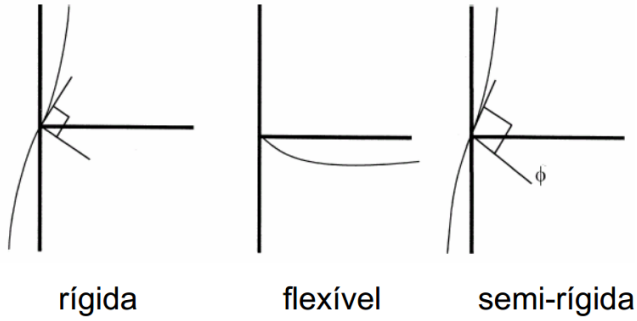


Figura 14 – Classificação das ligações [33].

Antigamente, a maior parte dos projetistas dimensionavam as ligações considerando-as como rótulas ou como engastes perfeitos. Na realidade, a rigidez real de uma ligação quase sempre estará em algum ponto entre estas duas situações extremas, sendo equivalente dizer que a ligação comporta-se de maneira semirrígida [16].

O comportamento estrutural da ligação é caracterizado pela relação momento *versus* rotação MxΦ, que fornece os parâmetros necessários para sua classificação, assim como a análise da estrutura na qual a ligação está inserida, e seu comportamento não-linear [17].

O EC3 [11] estabelece os limites de rigidez que classificam a ligação a partir do diagrama MxΦ conforme mostrado na Figura 15.

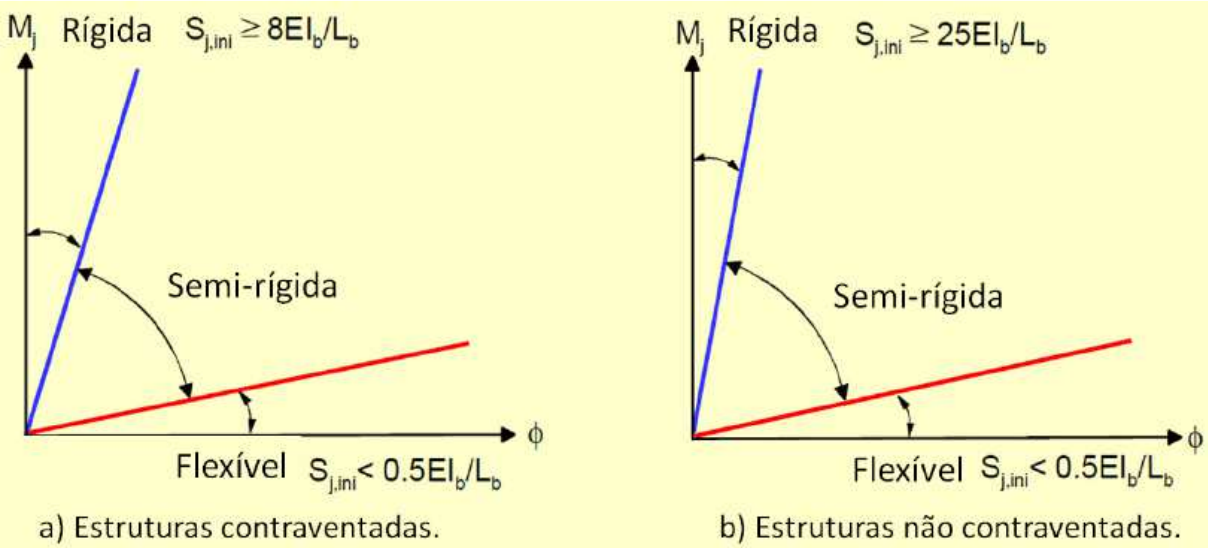


Figura 15 – Limites para a classificação das ligações [12].

Onde:

$S_{j,ini}$ refere-se a rigidez inicial da ligação;

E refere-se ao módulo de elasticidade do aço;

I_b refere-se ao momento de inércia da viga;

L_b refere-se ao comprimento da viga.

A rigidez inicial da ligação será obtida neste trabalho através do método da inclinação inicial que consiste em traçar uma reta tangente a curva momento *versus* rotação, passando pela origem. Nas análises numéricas, a rigidez será adquirida entre a relação momento fletor resistente e a rotação da estrutura, ou seja, a inclinação desta tangente corresponderá a rigidez inicial da ligação conforme exemplificado na Figura 16.

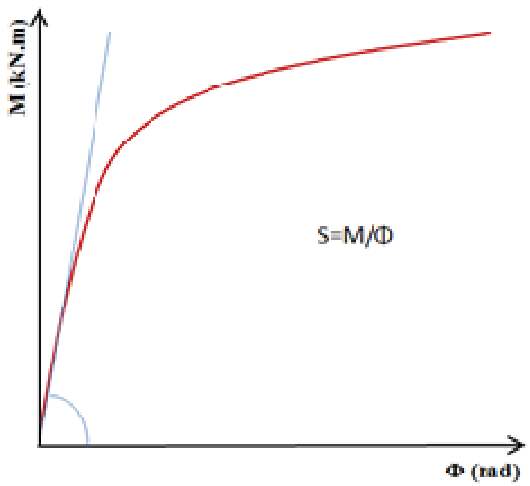


Figura 16 – Método da inclinação inicial [16].

2.7 Cálculo da rigidez nas ligações

Além de analisar a rigidez pelo método da inclinação inicial, esta também será estudada a partir das seguintes considerações. De acordo com o CIDECT [12], as equações para a capacidade resistente ao momento na ligação da coluna com viga tipo I são baseadas no critério da resistência da ligação com chapas. As ligações com uma chapa conectada em cada face da coluna (indicadas como TP) comportam-se de maneira diferente daquelas com placas de ambos os lados da coluna (indicadas como XP).

Conforme citado por Reis [17], [Ariyoshi] e [Makino], fornecem indicações para a rigidez axial da mesa da viga (ligações TP e XP) e são dadas de forma simplificada pelas Equações (50) e (51):

Para XP–1 → ligações com duas chapas:

$$K_{XP-1} = 6{,}8Et_0\beta(2\gamma)^{-1{,}3} \tag{50}$$

Para TP–1 → ligações com uma chapa:

$$K_{TP-1} = 1{,}9Et_0\beta^{1,3}(2\gamma)^{-0,7} \tag{51}$$

Para o comportamento momento-rotação as seguintes equações se aplicam:

$$M_{b,ip} = N_p(h_1 - t_{1,f}) = C_{b,ip}\phi = C_{b,ip}\frac{2\Delta}{(h_1 - t_{1,f})} = C_{b,ip}\frac{2N}{(h_1 - t_{1,f})} \tag{52}$$

Onde:

$$C_{b,ip} = 0{,}5K(h_1 - t_{1,f})^2 \tag{53}$$

onde,

$M_{b,ip}$ refere-se ao momento fletor no plano da ligação;

N_p refere-se ao carregamento axial de uma chapa;

N refere-se ao carregamento axial;

$C_{b,ip}$ refere-se a rigidez da ligação;

ϕ refere-se a rotação da ligação;

Δ refere-se ao deslocamento da viga;

K refere-se ao rigidez axial da mesa da viga.

Assim, multiplicando-se a rigidez axial K da mesa da viga da ligação por $0{,}5K(h_1 - t_{1,f})^2$, tem-se uma aproximação da rigidez dada pela equação (53), para as ligações capazes de transmitir momento fletor no plano. Entretanto, o efeito na alma da viga conectada é desprezado [17].

3 DESCRIÇÃO E CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

3.1 Descrição do Modelo Numérico

O modelo numérico proposto neste trabalho para caracterização de ligações tubulares tipo T e X entre banzos circulares (CHS) e viga de seção tipo I ou H foi desenvolvido no programa Ansys versão 12.0 [10] sendo constituído de elementos de casca denominados SHELL181 com quatro nós tendo seis graus de liberdade por nó, sendo, translação e rotação nos eixos X, Y e Z conforme apresentado na Figura 17.

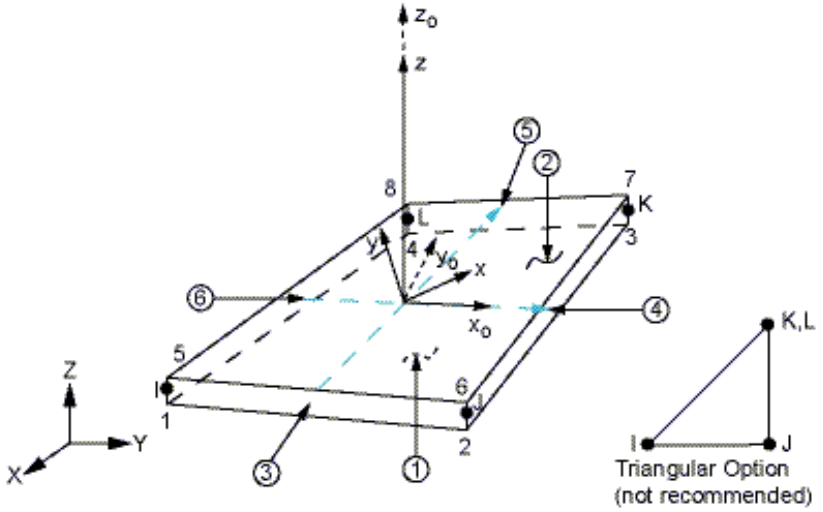
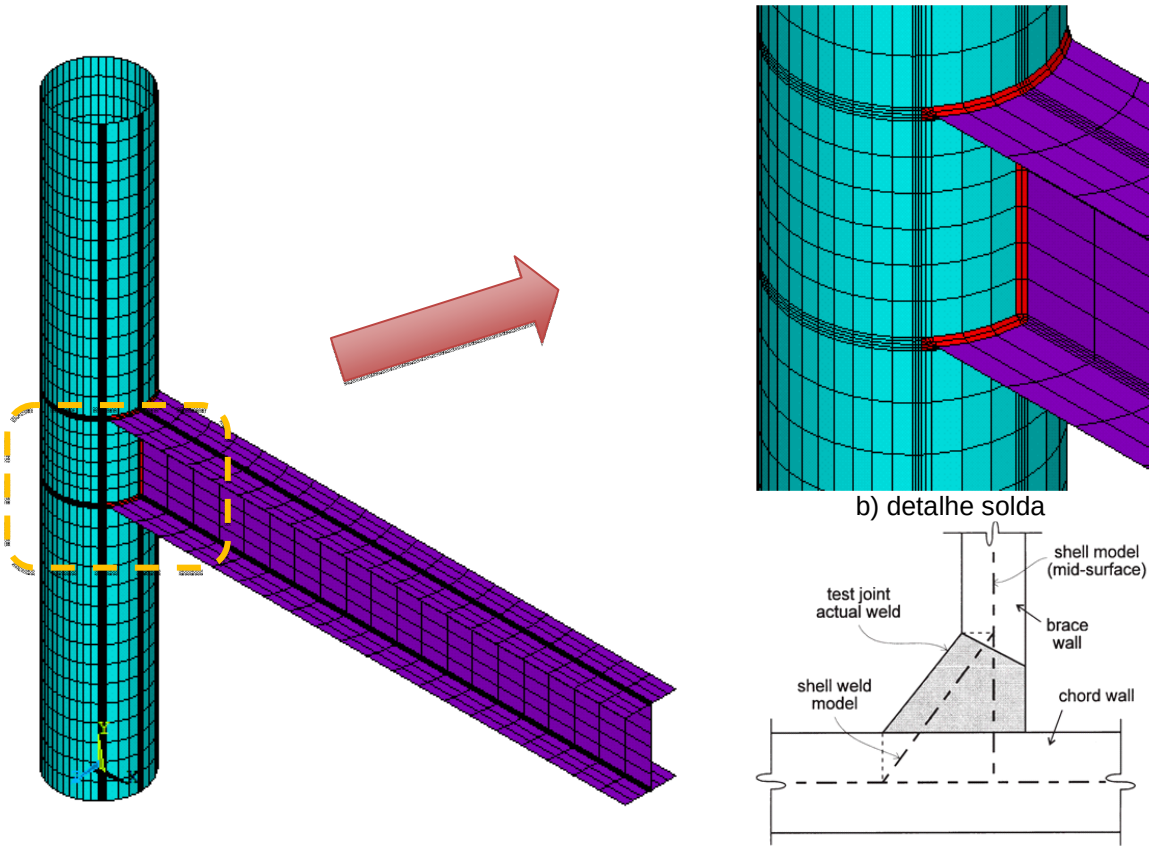


Figura 17 – Geometria do elemento finito SHELL181 [10].

Observa-se que foi adotado um comportamento multilinear para o perfil permitindo a consideração da não linearidade do material. Também foi considerada a não-linearidade geométrica através atualização da matriz de rigidez da estrutura a cada incremento de carga através do algoritmo de Lagrange Atualizado. Este tipo de análise possibilita obter uma resposta global da ligação efetuando-se uma comparação coerente entre os resultados obtidos através do EC3 1-8 [11] e os numéricos no que diz respeito ao estado limite último da ligação. Considerou-se também, os efeitos de flexão, cisalhamento e de membrana.

Embora a maioria dos programas comerciais de elementos finitos tenha a capacidade de gerar a malha automaticamente, a discretização da malha ainda requer algumas intervenções e especial atenção por parte dos projetistas. Portanto, para este tipo de modelo deve-se ter o cuidado de fazer um refinamento da malha próximo a área da solda onde as concentrações de tensões são esperadas e o mais regular quanto possível com proporções adequadas entre elementos de forma a evitar problemas numéricos. A malha adotada no presente estudo para a ligação T e para a ligação X são apresentadas na Figura 18 e na Figura 19, respectivamente. Em termos de condições de contorno, a coluna foi considerada bi-engastada.

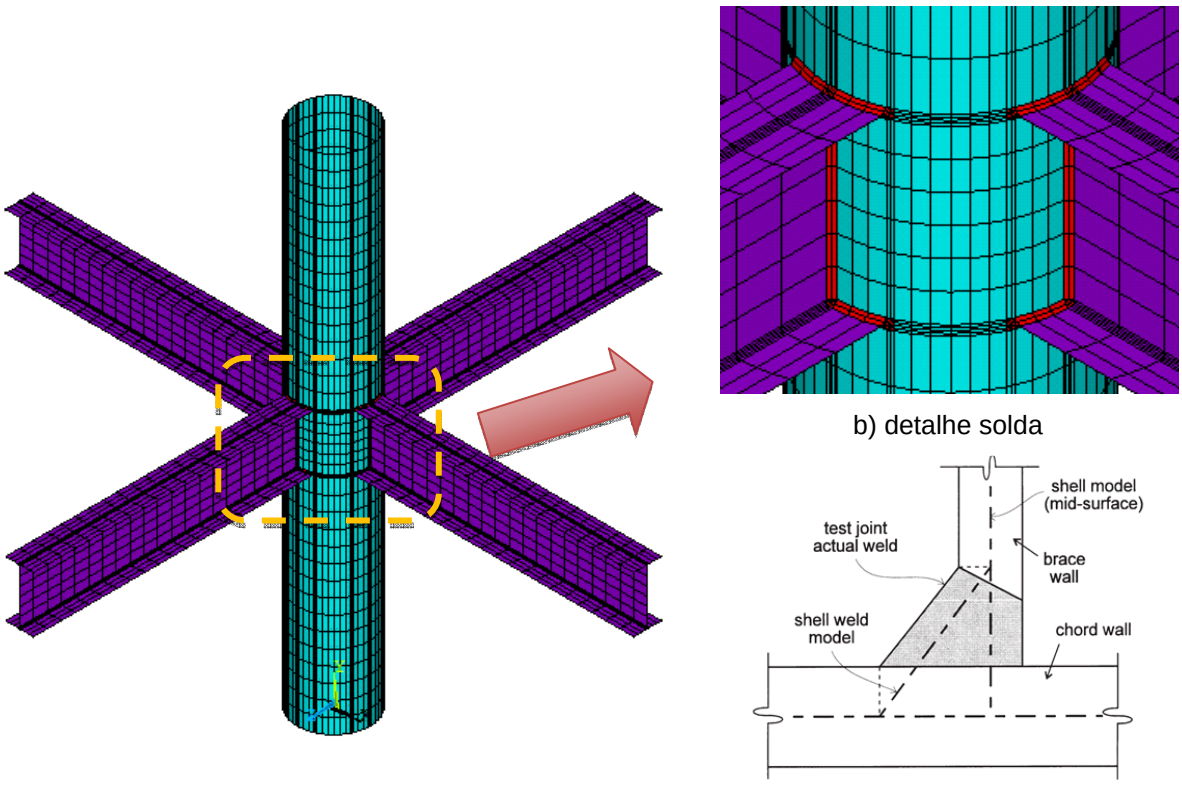


b) detalhe solda

a) modelo global

c) modelo de solda adotado

Figura 18 – Modelo de elementos finitos – Ligação T.



b) detalhe solda

a) modelo global

c) modelo de solda adotado

Figura 19 – Modelo de elementos finitos – ligação X.

As propriedades do material utilizado são apresentadas na Tabela 1. Adotou-se um comportamento bilinear elasto-plástico perfeito para os materiais. Para a geometria utilizada, efetuou-se uma análise não-linear considerando-se a não-linearidade geométrica e do material. Este tipo de análise possibilita obter uma resposta global da ligação efetuando uma comparação coerente entre os resultados obtidos através do EC3 [11], CIDECT [12] e a norma NBR 16239 [9] além do resultado numérico no que diz respeito ao Estado Limite Último (ELU) da ligação.

Tabela 1 – Propriedades Mecânicas

Ligação	Módulo de Elasticidade (GPa)	Coeficiente de Poisson	Tensão de escoamento (MPa)			
			Banzo	Mesa da viga	Alma da viga	Solda
T	210	0,3	350	350	350	600
X	210	0,3	391	433	502	470

De forma a exemplificar a aplicação do critério de deformação limite apresentado anteriormente, bem como a verificação efetuada em termos de resistência das ligações estudadas, considera-se a ligação constituída pela coluna

circular 324,3x9,44 e vigas com seção tipo I com IPE 240 cujas propriedades são apresentadas na Tabela 2 com comprimentos conforme a Figura 20, ensaiada experimentalmente e numericamente por Winkel [15].

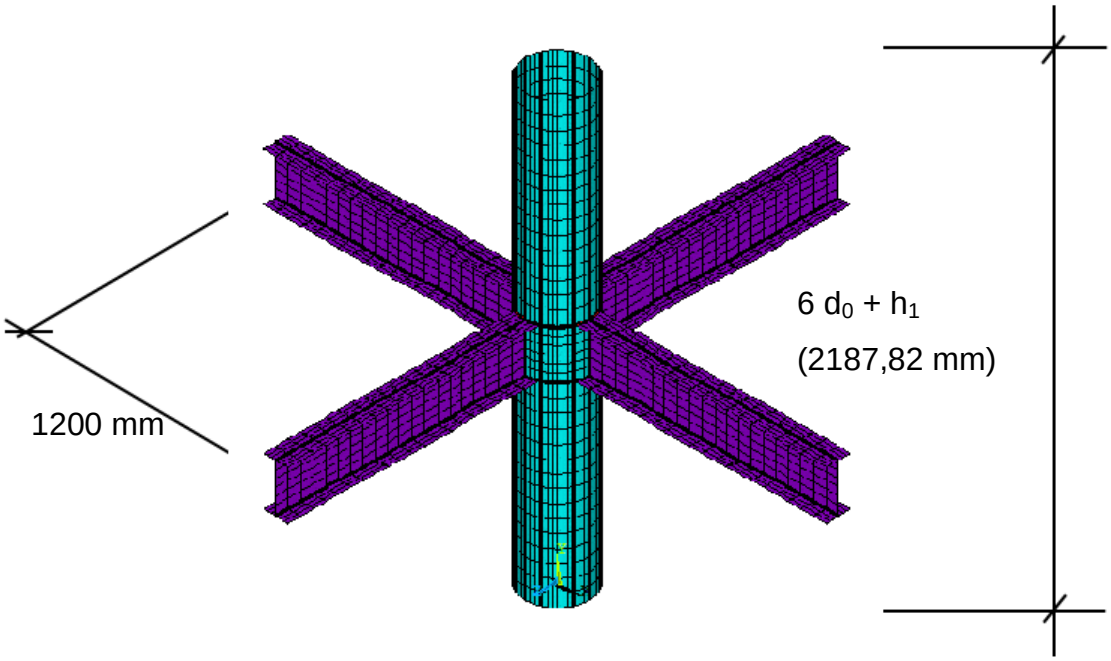


Figura 20 – Comprimentos das Vigas (montante) e Colunas (banzo).

Tabela 2 – Dimensões do perfil IPE240

Tipo de Viga	h(mm)	bf(mm)	tf(mm)	tw(mm)
IPE 240	242,02	120,41	9,80	6,58

Entretanto, ressalta-se que nesta ligação, não foi considerado esforço normal atuante na coluna e o esforço aplicado na viga gerou momentos fletores positivos e negativos conforme pode ser visualizado na Figura 21.

De acordo com Winkel [15], a tensão de escoamento considerada foi de 391 MPa para a coluna. Na viga, para a mesa e para a alma do perfil foram considerados os valores de 433 MPa e 502 MPa, respectivamente. Para esta ligação, os valores de β e γ foram 0,37 e 34,35, respectivamente.

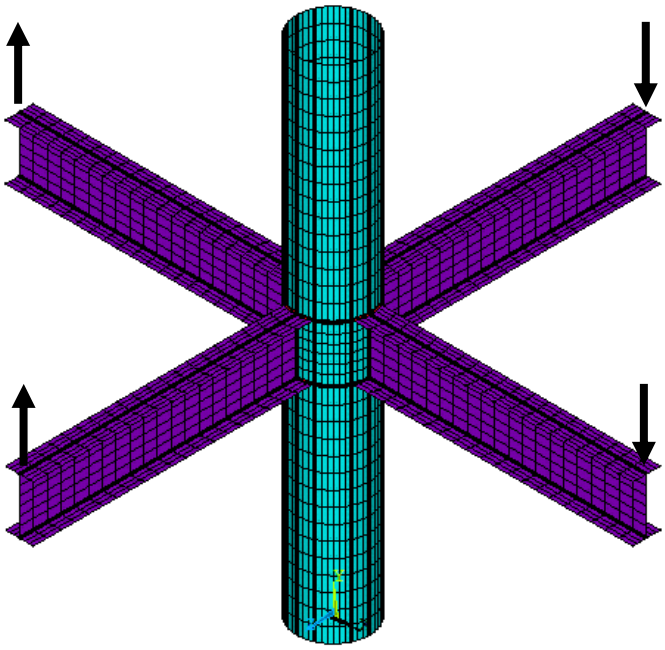


Figura 21 – Cargas aplicadas nas vigas.

3.2 Aplicação das normas e o critério de deformação limite

Na Figura 22 efetua-se a comparação entre as curvas momento *versus* rotação obtidas no ensaio experimental e na análise numérica de Winkel [15], bem como a obtida numericamente nesta dissertação além da representação dos limites referentes ao critério de deformação limite.

De acordo com os critérios de deformação limite o momento resistente das ligações deve ser tomado quando a deformação do modelo numérico atingir 3% do diâmetro da coluna (d_0) para M_u e 1% do diâmetro da coluna (d_0) para M_s. Esta deformação limite ocorre na interseção das mesas superior e inferior da viga com a face da coluna conforme apresentado na Figura 23.

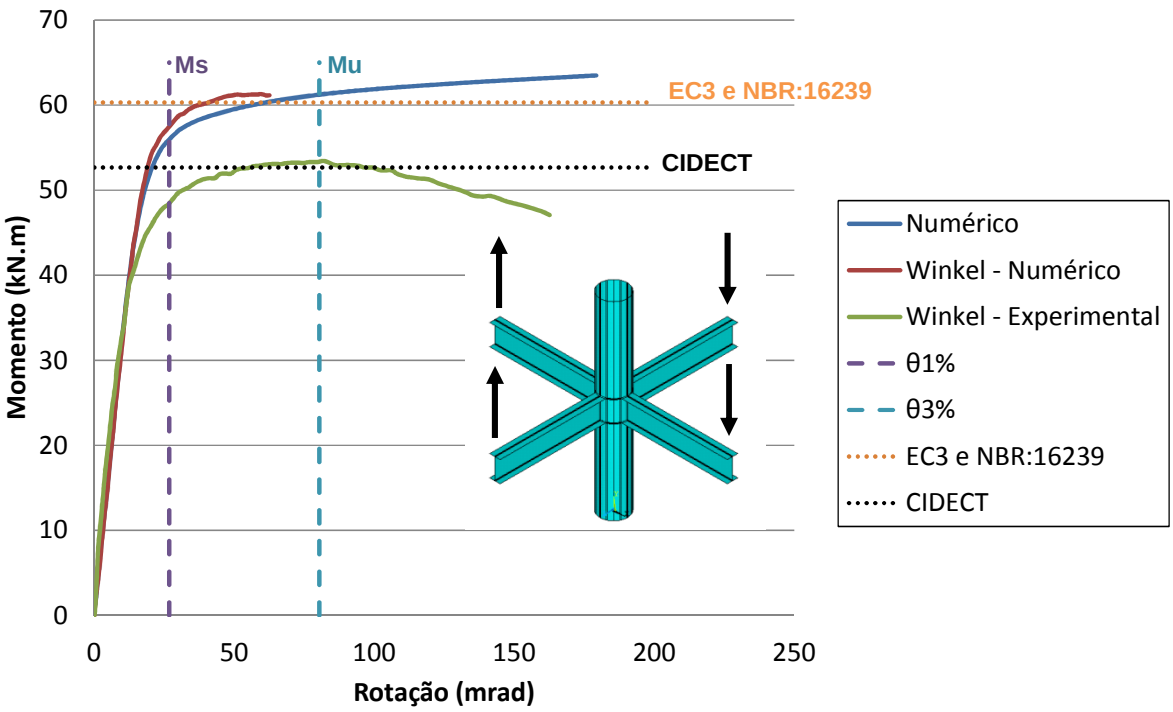


Figura 22 – Gráfico da curva momento-rotação.

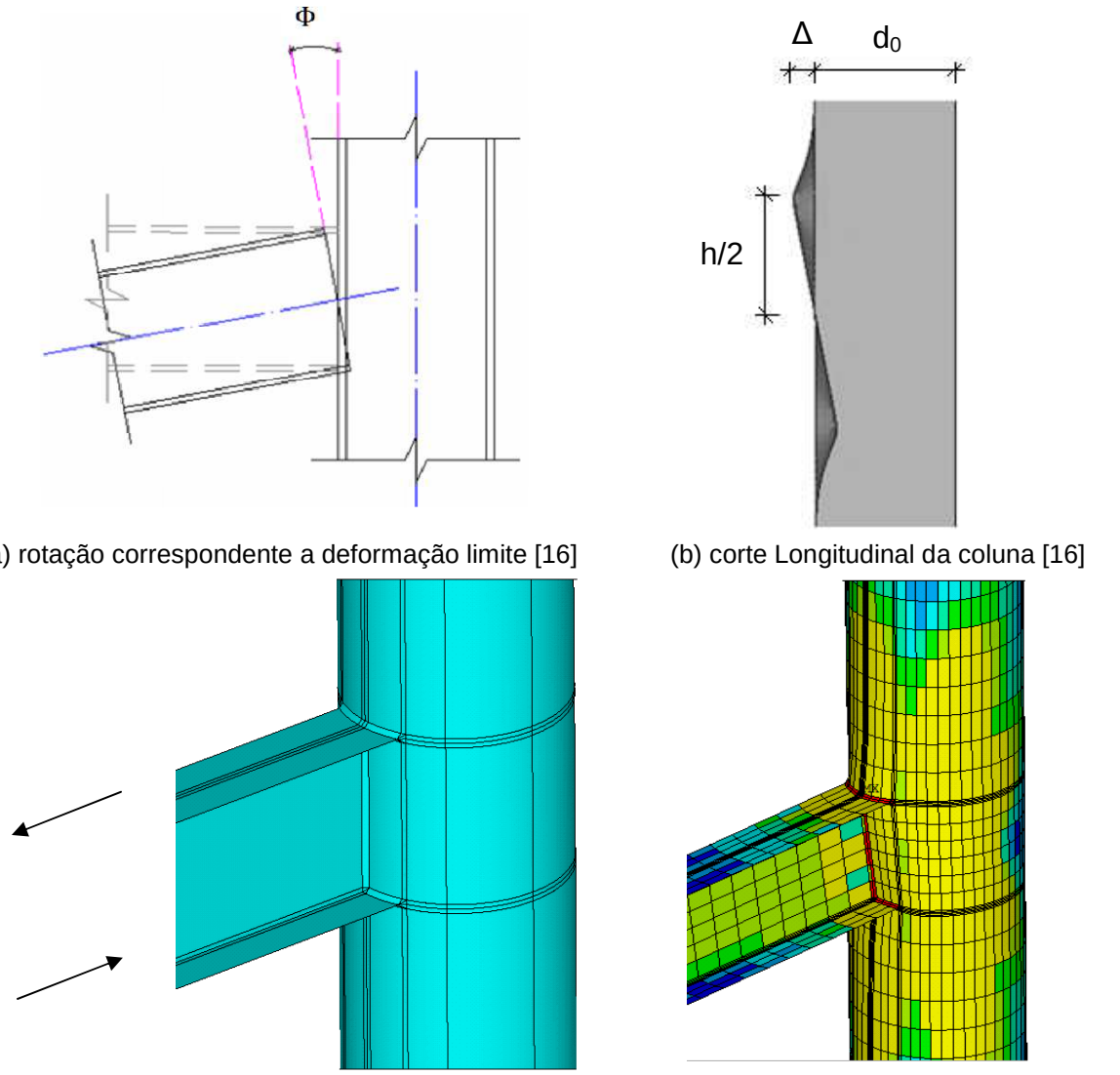
Portanto, para as curvas momento *versus* rotação, a deformação limite (Φ) será obtida considerando-se que a deformação causada pela mesa superior e pela mesa inferior da viga são iguais, podendo ser determinada conforme a equação (54) apresentada a seguir:

$$\theta = \frac{\Delta}{h/2} \tag{54}$$

onde:

$$\theta_{1\%} = \frac{d_{1\%d0}}{h/2} \tag{55}$$

$$\theta_{3\%} = \frac{d_{3\%d0}}{h/2} \tag{56}$$



(a) rotação correspondente a deformação limite [16]

(b) corte Longitudinal da coluna [16]

(c) modelo com a aplicação do binário

(d) Malha de elementos finitos deformada

Figura 23 – Deslocamento da face da coluna.

Aplicando-se as equações (11), (34) e (41) referentes às recomendações do EC3 [11], CIDECT [12] e da norma NBR 16239 [9], respectivamente, obtém-se uma resistência para a ligação, $M_{1,Rd}$ = 60,30kNm, M_1*= 52,66kNm e $M_{1,Rd}$ = 60,30kNm. Além disso, pelo critério de deformação limite, obtém-se M_s = 55,96kNm e M_u = 61,22kNm. Como a razão M_u/M_s=1,09<1,5, M_u controla o dimensionamento da ligação. Desta forma, aplicando-se o critério de deformação limite apresentado anteriormente, a ligação teria uma resistência M_{def} = 61,22kN. Sendo assim, tanto o dimensionamento feito pelo EC3 [11], bem como o dimensionamento pelo CIDECT [12] e a norma NBR 16239 [9] fornecem valores a favor da segurança – ver Figura 22. Também pode-se observar na Figura 22 que o resultado numérico obtido por

Winkel [15] está bastante coerente com o resultado extraídos do programa Ansys [10] referentes ao modelo numérico desenvolvido na presente dissertação.

3.3 Classificação da ligação

A classificação da ligação foi determinada através da relação momento *versus* rotação. No trecho linear inicial da curva momento *versus* rotação, o coeficiente angular desta reta corresponde a rigidez rotacional da ligação que pode ser adotada como rigidez inicial.

Para fins de exemplo, na classificação desta ligação foi considerado um pórtico com duas colunas e uma viga com tensões de escoamento de 433 MPa e para solda de 600 MPa, de forma a alcançar valores mais reais para a análise desta ligação.

Para obtenção do momento fletor atuante na ligação, considerou-se no programa Ftool [34], a aplicação de uma carga unitária de 1kN para o pórtico de acordo com o apresentado na Figura 24 obtendo-se um momento de 0,262kNm na ligação entre a viga e a coluna conforme pode ser visualizado na Figura 25.

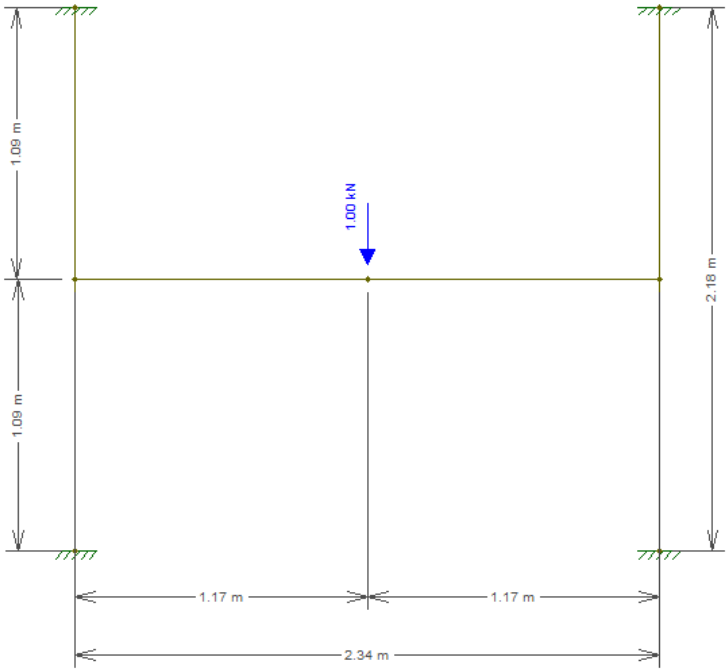


Figura 24 – Modelo com 1 viga e 2 colunas – aplicação de carga unitária.

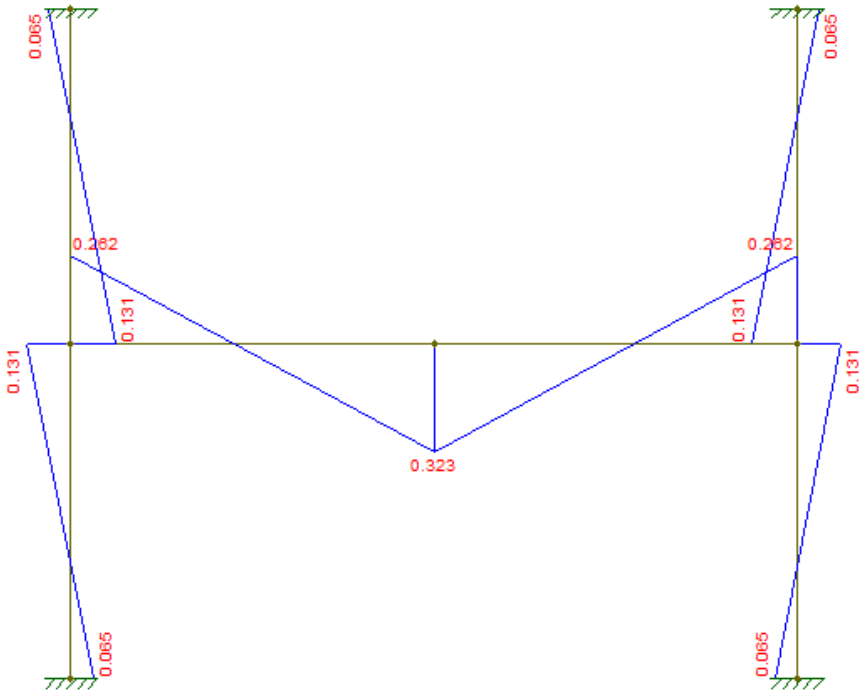


Figura 25 – Modelo com 1 viga e 2 colunas – Momento Fletor.

Com esta relação foi calculado o momento fletor atuante na ligação multiplicando-se a força obtida no modelo numérico por 0,262 tornando possível a obtenção da curva momento *versus* rotação da ligação. O modelo foi elaborado com as medidas em relação ao eixo da estrutura.

O valor da rigidez inicial da ligação foi obtido através da relação entre o momento fletor resistente e a rotação ocorrida na estrutura e, de acordo com o EC3 [11], a ligação é classificada como semirrígida - ver Figura 26.

Fazendo-se uma comparação entre as ligações do modelo global (2 colunas e 1 viga) e individual (1 coluna e 1 viga) pode-se observar na Figura 27 que o modelo global é mais rígido que o individual, uma vez, que a estrutura de um pórtico apresenta menor rotação que uma estrutura em balanço.

Aplicando-se o método da inclinação para a estrutura global obtém-se uma rigidez inicial de 15514,79kNm/rad e para a estrutura individual 6880,80kNm/rad. Utilizando a equação (53) foi obtida uma rigidez da ligação de 1355,08kNm/rad para ambas considerando ligações com duas chapas. Com isso pode-se concluir que esta equação fornece valores muito conservadores. Utilizando a equação (57), que será mais bem detalhada em seções posteriores do presente trabalho, obteve-se uma rigidez de 5215,62kNm/rad que tem o valor mais próximo da estrutura individual.

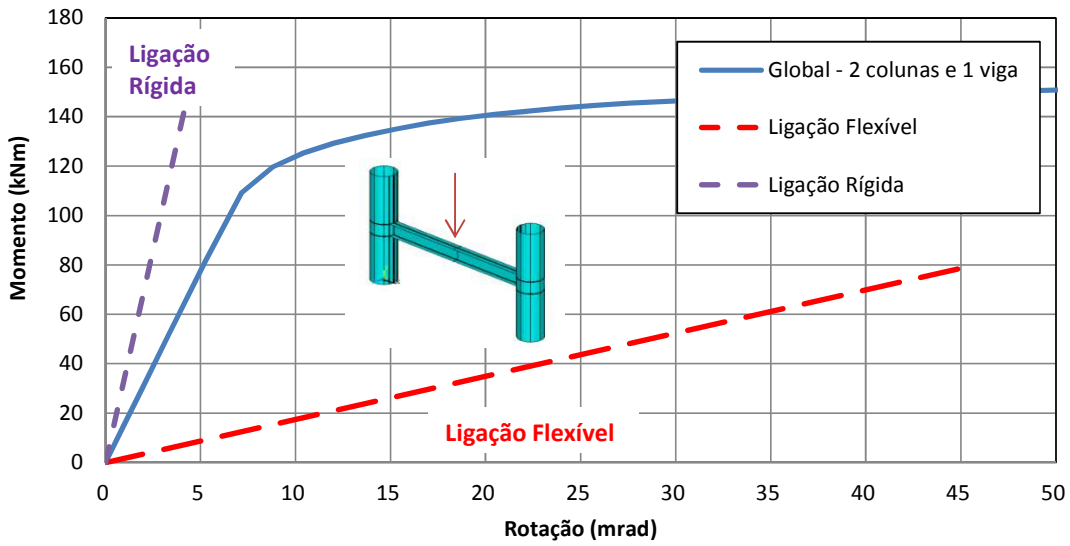


Figura 26 – Curva momento *versus* rotação com a classificação da ligação semirrígida.

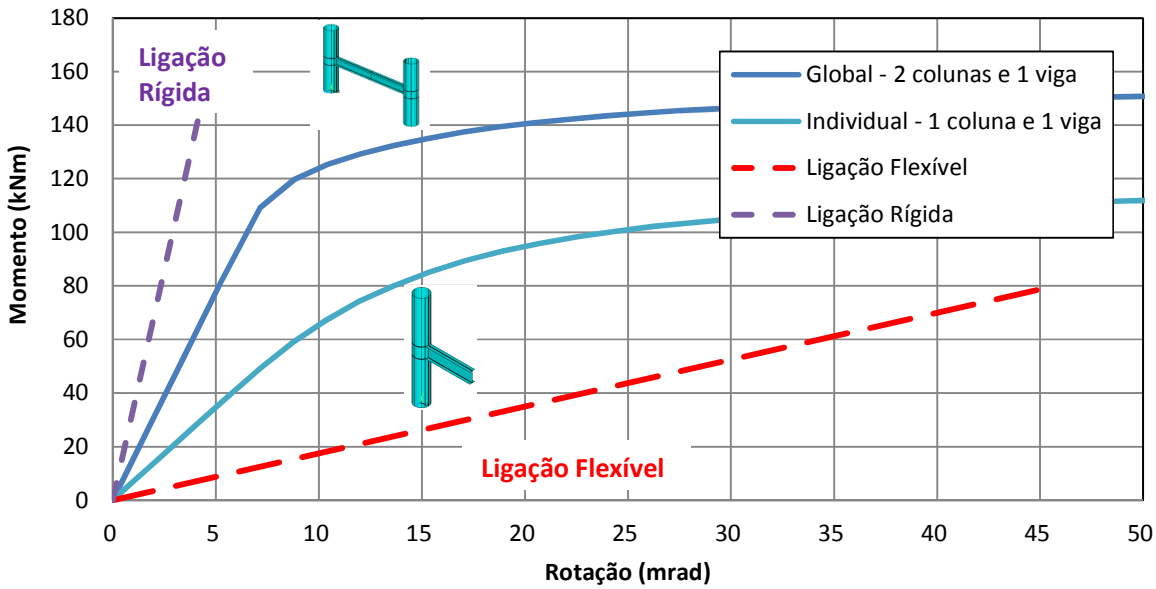


Figura 27 – Gráfico da curva momento-rotação com a classificação da ligação semirrígida.

Para melhor entendimento do comportamento da ligação foi considerada a evolução da tensão de von Mises na face da coluna. Para a ligação T entre perfil circular (CHS) para coluna e perfis com seção I ou H para as vigas, o estado limite último que controla o dimensionamento está associado à plastificação da face superior da coluna caracterizado pelas equações (11), (34) e (47), segundo o EC3 [11], o CIDECT [12] e a norma NBR 16239 [9] respectivamente.

Dentro desta perspectiva, apresentam-se da Figura 28 a Figura 30, a distribuição de tensões de von Mises para a ligação constituída de coluna em perfil CHS324,3x9,44 e viga em perfil IPE 240 para quatro níveis de carga aplicada. Foram aplicadas cargas na forma de deslocamentos sendo possível identificar os pontos de plastificação da estrutura na medida em que o carregamento é aplicado. Pode ser observada a concentração de tensões nas áreas próximas do encontro entre a viga e a coluna, sendo esta a região mais solicitada durante a transmissão dos esforços. A mesa superior traciona a face da coluna enquanto a mesa inferior comprime a face da mesma, sendo nestas interseções onde ocorre a plastificação dos modelos. Nota-se também a plastificação da seção da viga no meio do vão devido aos esforços de flexão, uma vez que o momento no meio da viga é o maior da estrutura do pórtico como pode ser observado na Figura 25.

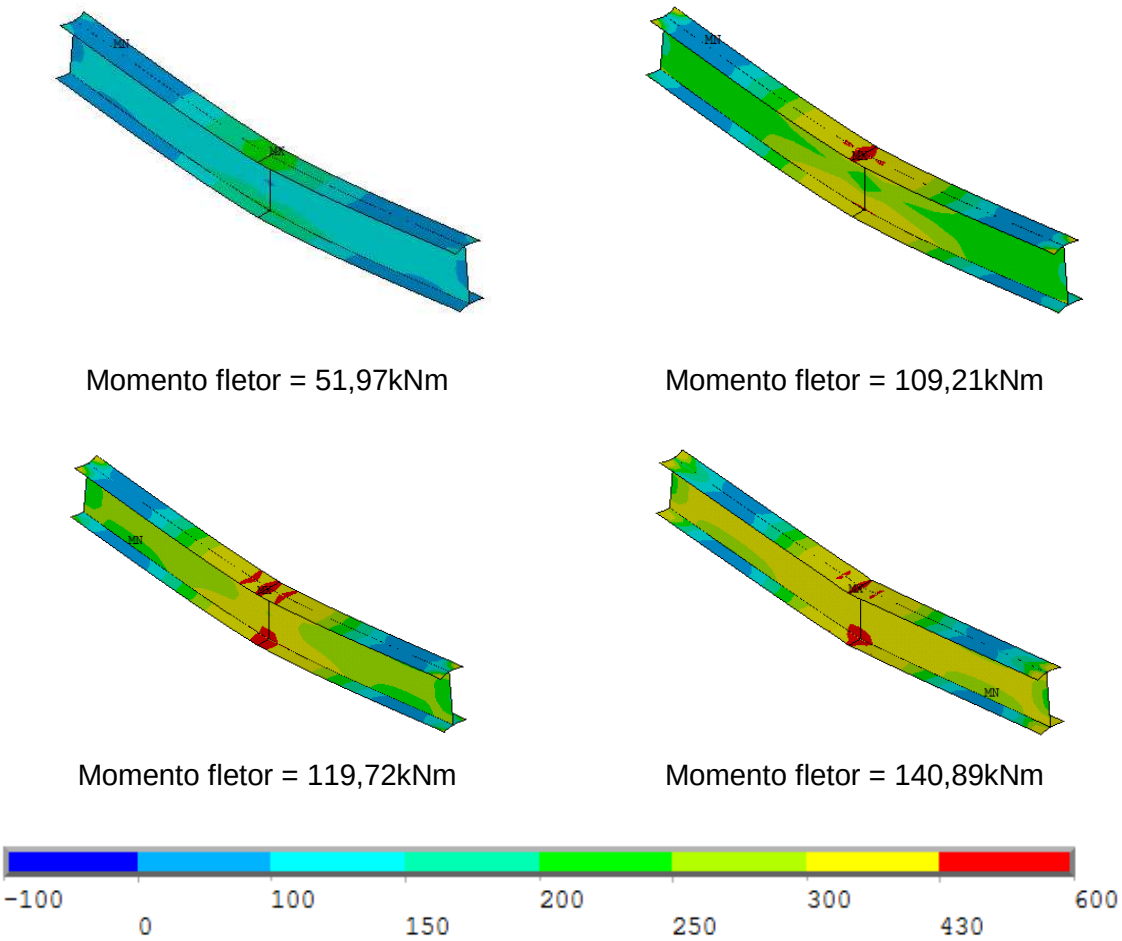
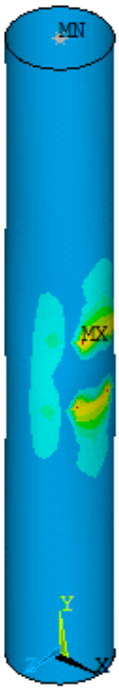
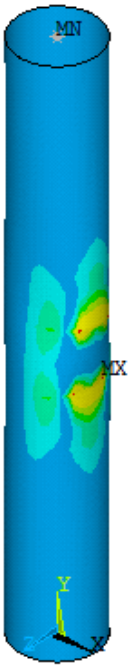


Figura 28 – Distribuição da tensão de von Mises – Viga IPE 240 [em MPa].

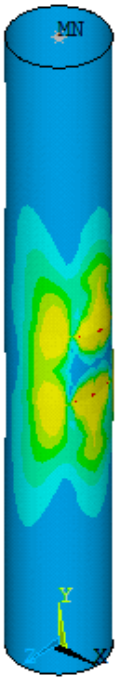
Momento fletor = 51,97kNm



Momento fletor = 109,21kNm



Momento fletor = 119,72kNm



Momento fletor = 140,89kNm

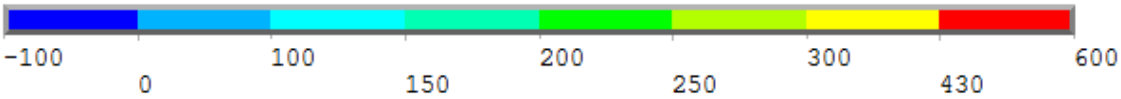


Figura 29 – Distribuição da tensão de von Mises – Coluna CHS 324,3x9,44 [em MPa].

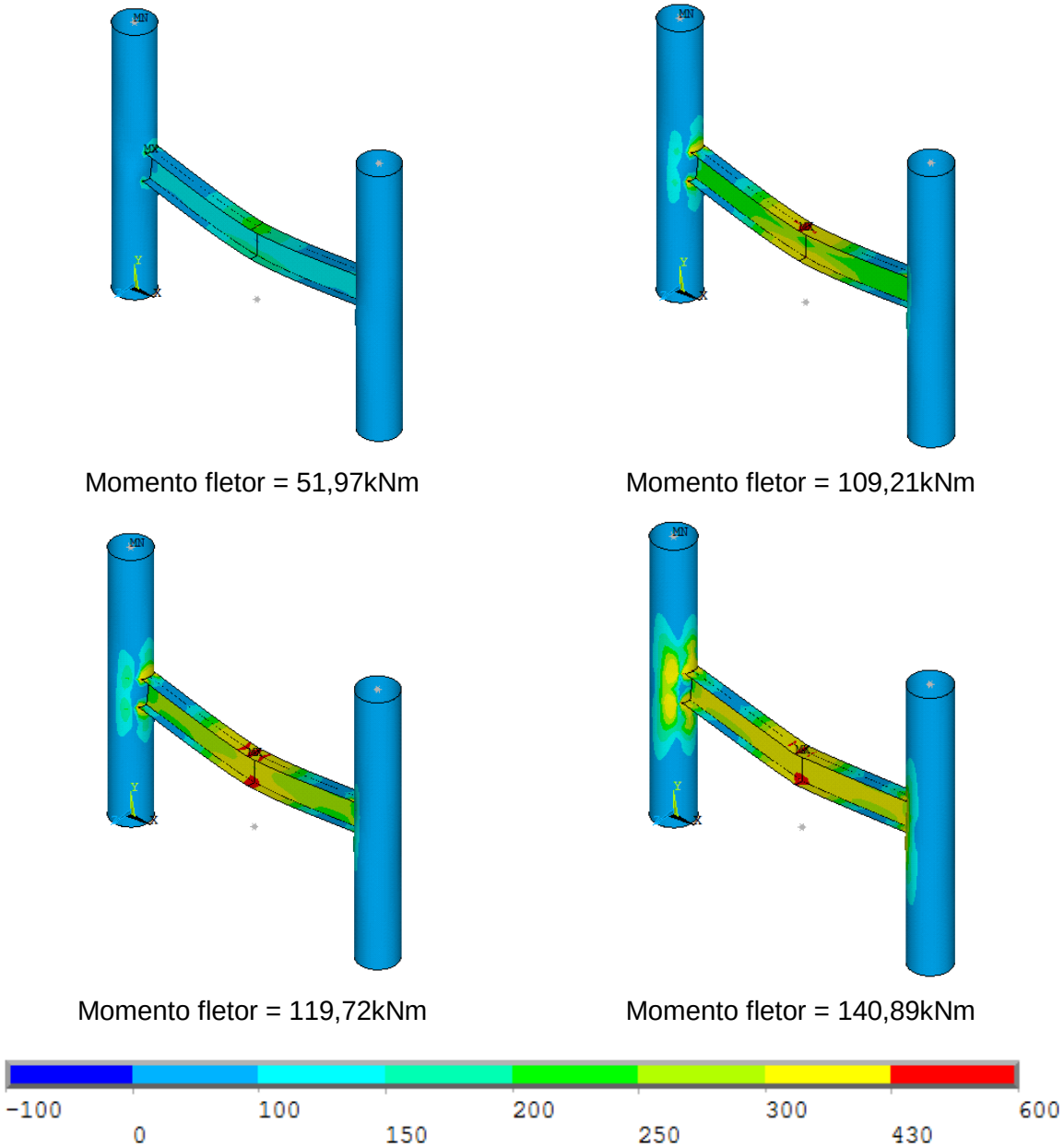
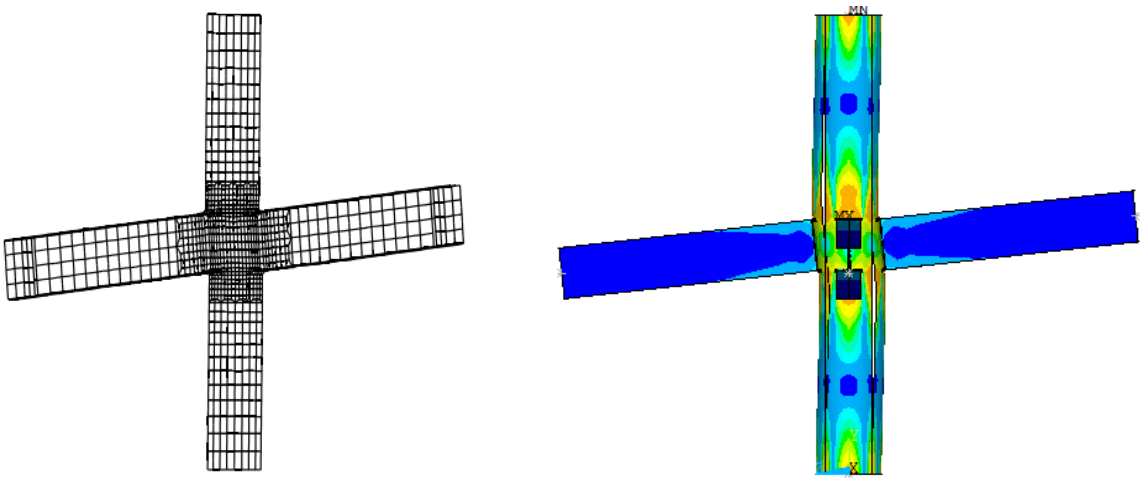


Figura 30 – Distribuição da tensão de von Mises – CHS324,3x9,44 com IPE 240 [em MPa].

Pode-se verificar então, através da observação da Figura 28 a Figura 30 que realmente este estado limite último de plastificação da face superior da coluna está controlando o dimensionamento da ligação.

Como pode se notar mais uma vez, os resultados obtidos pelo Winkel [15] estão bastante coerentes com os resultados obtidos nesta dissertação em termos de configuração deformada da estrutura de acordo com a representação da Figura 31.



(a) Deformada da Estrutura (Winkel) [15] (b) Deformada da Estrutura (esta dissertação)

Figura 31 – Comparação entre a deformada da estrutura fornecida por Winkel [15] e obtida nesta trabalho

4 ANÁLISE PARAMÉTRICA

A análise paramétrica desenvolvida nesta dissertação compreendeu a análise de 74 modelos diferentes buscando uma maior abrangência de acordo com a gama de perfis tubulares disponíveis comercialmente no Brasil através do catálogo da Vallourec [35] para as colunas. Já para as vigas foi utilizada a tabela de bitolas com perfis estruturais da Gerdau [36]. Conforme apresentado da Tabela 3 a Tabela 7, foram adotados cinco diâmetros diferentes para as colunas com variação na espessura e diversas vigas diferentes. Os 65 modelos foram divididos em 10 grupos diferentes. Os parâmetros geométricos foram verificados e atenderam às limitações impostas pelo o EC3 [11] e pela norma brasileira NBR 16239 [9]. Somente as ligações grifadas em negrito atenderam as recomendações geométricas feitas pelo CIDECT [12] tendo em vista que o parâmetro η deve obedecer à relação $1{,}0 \leq \eta \leq 4{,}0$ - ver equação (19).

Para esta análise paramétrica, a lei constitutiva do material foi considerada com um comportamento bilinear elasto-plástico perfeito, sendo a tensão de escoamento da coluna e da viga iguais a 350MPa com módulo de elasticidade de 210000MPa.

Tabela 3 – Propriedades dos modelos numéricos analisados de ligações tipo T entre CHS (coluna) e seção I ou H (vigas) – parte 1

Ligações		Coluna (CHS)		Viga (seção I ou H)				Parâmetros Geométricos		
		d_0	t_0	h_1	b_1	$t_{1,f}$	$t_{1,w}$	$2\gamma=d_0/t_0$	$\beta=b_1/d_0$	$\eta=h_1/d_0$
1	W 150 x 13,0 /φ168,3x5,0	168,3	5	148	100	4,9	4,3	33,66	0,59	0,88
2	W 150 x 13,0 /φ168,3x5,6		5,6					30,05		
3	W 150 x 13,0 /φ168,3x6,3		6,3					26,71		
4	W 150 x 13,0 /φ168,3x7,1		7,1					23,70		
5	**W 200 x 15,0 / φ168,3x5,0**		5	200		5,2		33,66		1,19
6	**W 200 x 15,0 / φ168,3x5,6**		5,6					30,05		
7	**W 200 x 15,0 / φ168,3x6,3**		6,3					26,71		
8	**W 200 x 15,0 / φ168,3x7,1**		7,1					23,70		
9	**W 200 x 15,0 / φ168,3x8,0**		8					21,04		

Tabela 4 – Propriedades dos modelos numéricos analisados de ligações tipo T entre CHS (coluna) e seção I ou H (vigas) – parte 2

Ligações		Coluna (CHS)		Viga (seção I ou H)				Parâmetros Geométricos		
		d_0	t_0	h_1	b_1	$t_{1,f}$	$t_{1,w}$	$2\gamma=d_0/t_0$	$\beta=b_1/d_0$	$\eta=h_1/d_0$
10	**W 310 x 21,0 / φ219,1x10,0**	219,1	10	303	101	5,7	5,1	21,91	0,46	1,38
11	**W 310 x 23,8 / φ219,1x10,0**		10	305		6,7	5,6	21,91		1,39
12	**W 310 x 21,0 / φ219,1x11,0**		11	303		5,7	5,1	19,92		1,38
13	**W 310 x 23,8 / φ219,1x11,0**		11	305		6,7	5,6	19,92		1,39
14	W 150 x 22,5 (H) / φ219,1x6,3		6,3	152	152	6,6	5,8	34,78	0,69	0,69
15	W 150 x 22,5 (H) / φ219,1x7,1		7,1					30,86		
16	W 150 x 22,5 (H) / φ219,1x8,0		8					27,39		
17	W 150 x 22,5 (H) / φ219,1x8,8		8,8					24,90		

Tabela 5 – Propriedades dos modelos numéricos analisados de ligações tipo T entre CHS (coluna) e seção I ou H (vigas) – parte 3

Ligações		Coluna (CHS)		Viga (seção I ou H)				Parâmetros Geométricos		
		d_0	t_0	h_1	b_1	$t_{1,f}$	$t_{1,w}$	$2\gamma=d_0/t_0$	$\beta=b_1/d_0$	$\eta=h_1/d_0$
18	W 150 x 29,8 (H) / φ273,0x10,0	273	10	157	153	9,3	6,6	27,30	0,56	0,58
19	W 150 x 37,1 (H) / φ273,0x10,0			162	154	11,6	8,1		0,56	0,59
20	W 200 x 26,6 / φ273,0x10,0			207	133	8,4	5,8		0,49	0,76
21	W 200 x 31,3 / φ273,0x10,0			210	134	10,2	6,4		0,49	0,77
22	W 200 x 35,9 (H) / φ273,0x10,0			201	165	10,2	6,2		0,60	0,74
23	W 250 x 32,7 / φ273,0x10,0			258	146	9,1	6,1		0,53	0,95
24	W 250 x 38,5 / φ273,0x10,0			262	147	11,2	6,6		0,54	0,96
25	**W 360 x 32,9 / φ273,0x10,0**			349	127	8,5	5,8		0,47	1,28
26	**W 360 x 39,0 / φ273,0x10,0**			353	128	10,7	6,5		0,47	1,29
27	W 150 x 29,8 (H) / φ273,0x11,0		11	157	153	9,3	6,6	24,82	0,56	0,58
28	W 150 x 37,1 (H) / φ273,0x11,0			162	154	11,6	8,1		0,56	0,59
29	W 200 x 26,6 / φ273,0x11,0			207	133	8,4	5,8		0,49	0,76
30	W 200 x 31,3 / φ273,0x11,0			210	134	10,2	6,4		0,49	0,77
31	W 200 x 35,9 (H) / φ273,0x11,0			201	165	10,2	6,2		0,60	0,74
32	W 250 x 32,7 / φ273,0x11,0			258	146	9,1	6,1		0,53	0,95
33	W 250 x 38,5 / φ273,0x11,0			262	147	11,2	6,6		0,54	0,96
34	**W 360 x 32,9 / φ273,0x11,0**			349	127	8,5	5,8		0,47	1,28
35	**W 360 x 39,0 / φ273,0x11,0**			353	128	10,7	6,5		0,47	1,29

Tabela 6 – Propriedades dos modelos numéricos analisados de ligações tipo T entre CHS (coluna) e seção I ou H (vigas) – parte 4

Ligações		Coluna (CHS)		Viga (seção I ou H)				Parâmetros Geométricos		
		d_0	t_0	h_1	b_1	$t_{1,f}$	$t_{1,w}$	$2\gamma=d_0/t_0$	$\beta=b_1/d_0$	$\eta=h_1/d_0$
36	W 150 x 29,8 (H) / φ323,8x12,5	323,8	12,5	157	153	9,3	6,6	25,90	0,47	0,48
37	W 150 x 37,1 (H) / φ323,8x12,5			162	154	11,6	8,1		0,48	0,50
38	W 200 x 26,6 / φ323,8x12,5			207	133	8,4	5,8		0,41	0,64
39	W 200 x 31,3 / φ323,8x12,5			210	134	10,2	6,4		0,41	0,65
40	W 200 x 35,9 (H) / φ323,8x12,5			201	165	10,2	6,2		0,51	0,62
41	W 200 x 41,7 (H) / φ323,8x12,5			205	166	11,8	7,2		0,51	0,63
42	W 200 x 46,1 (H) / φ323,8x12,5			203	203	11	7,2		0,63	0,63
43	W 200 x 52,0 (H) / φ323,8x12,5			206	204	12,6	7,9		0,63	0,64
44	HP 200 x 53,0 (H) / φ323,8x12,5			204	207	11,3	11,3		0,64	0,63
45	W 250 x 32,7 / φ323,8x12,5			258	146	9,1	6,1		0,45	0,80
46	W 250 x 38,5 / φ323,8x12,5			262	147	11,2	6,6		0,45	0,81
47	W 250 x 44,8 / φ323,8x12,5			266	148	13	7,6		0,46	0,82
48	W 310 x 38,7 / φ323,8x12,5			310	165	9,7	5,8		0,51	0,96
49	W 310 x 44,5 / φ323,8x12,5			313	166	11,2	6,6		0,51	0,97
50	**W 360 x 44,0 / φ323,8x12,5**			352	171	9,8	6,9		0,53	1,09
51	**W 360 x 51,0 / φ323,8x12,5**			355	171	11,6	7,2		0,53	1,10

Tabela 7 – Propriedades dos modelos numéricos analisados de ligações tipo T entre CHS (coluna) e seção I ou H (vigas) – parte 5

Ligações		Coluna (CHS)		Viga (seção I ou H)				Parâmetros Geométricos		
		d_0	t_0	h_1	b_1	$t_{1,f}$	$t_{1,w}$	$2\gamma=d_0/t_0$	$\beta=b_1/d_0$	$\eta=h_1/d_0$
52	W 250 x 32,7 / φ355,6x10,0	355,6	10	258	146	9,1	6,1	35,56	0,41	0,73
53	W 250 x 32,7 / φ355,6x11,0		11					32,33		
54	W 250 x 32,7 / φ355,6x12,5		12,5					28,45		
55	W 250 x 32,7 / φ355,6x14,2		14,2					25,04		
56	W 310 x 44,5 / φ355,6x10,0		10	313	166	11,2	6,6	35,56	0,47	0,88
57	W 310 x 44,5 / φ355,6x11,0		11					32,33		
58	W 310 x 44,5 / φ355,6x12,5		12,5					28,45		
59	W 310 x 44,5 / φ355,6x14,2		14,2					25,04		
60	W 310 x 44,5 / φ355,6x16,0		16					22,23		
61	W 360 x 51,0 / φ355,6x10,0		10	355	171	11,6	7,2	35,56	0,48	1,00
62	W 360 x 51,0 / φ355,6x11,0		11					32,33		
63	W 360 x 51,0 / φ355,6x12,5		12,5					28,45		
64	W 360 x 51,0 / φ355,6x14,2		14,2					25,04		
65	W 360 x 51,0 / φ355,6x16,0		16					22,23		

A Figura 32 apresenta o traçado das curvas MxΦ para os modelos de ligações entre viga W150x13 e colunas de diâmetro 168,3 mm e espessura variável Tabela 8.

Tabela 8 – Propriedades dos modelos analisados de ligações tipo T grupo 1

Grupo 1		Coluna (CHS)		Viga (seção I ou H)				Parâmetros Geométricos		
		d_0	t_0	h_1	b_1	$t_{1,f}$	$t_{1,w}$	$2\gamma=d_0/t_0$	$\beta=b_1/d_0$	$\eta=h_1/d_0$
1	W 150 x 13,0 /φ168,3x5,0	168,3	5	148	100	4,9	4,3	33,66	0,59	0,88
2	W 150 x 13,0 /φ168,3x5,6		5,6					30,05		
3	W 150 x 13,0 /φ168,3x6,3		6,3					26,71		
4	W 150 x 13,0 /φ168,3x7,1		7,1					23,70		

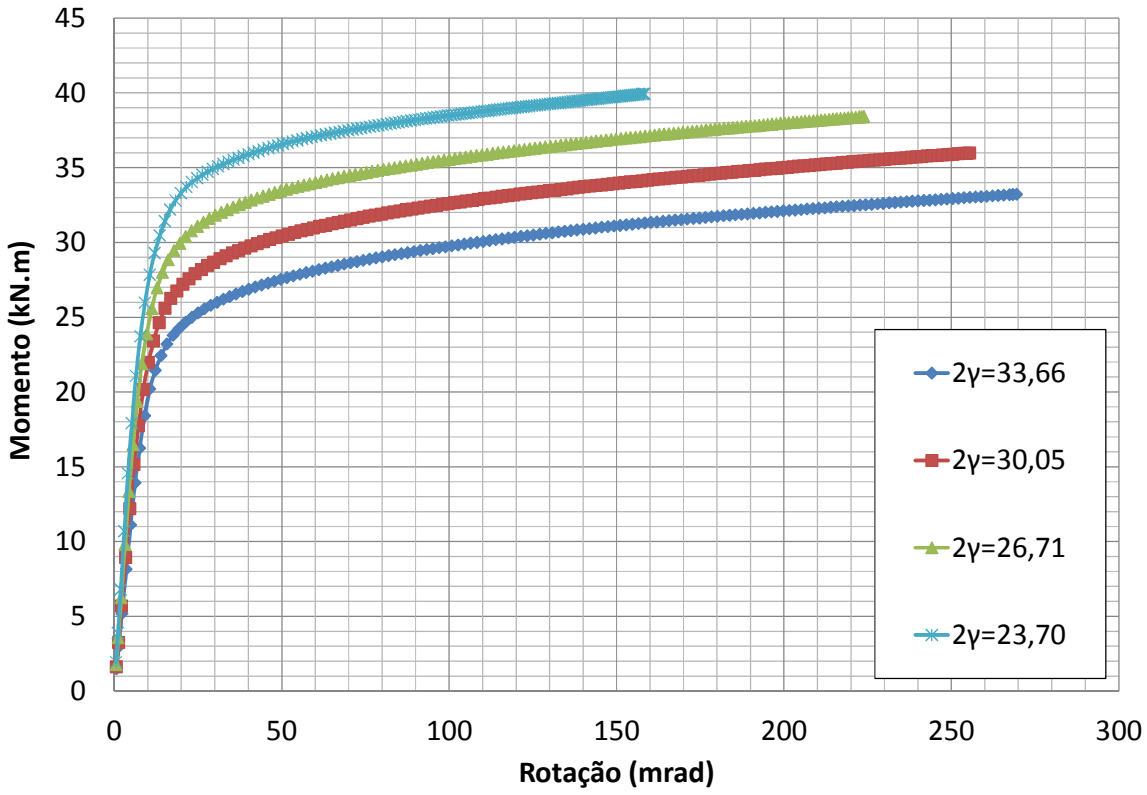
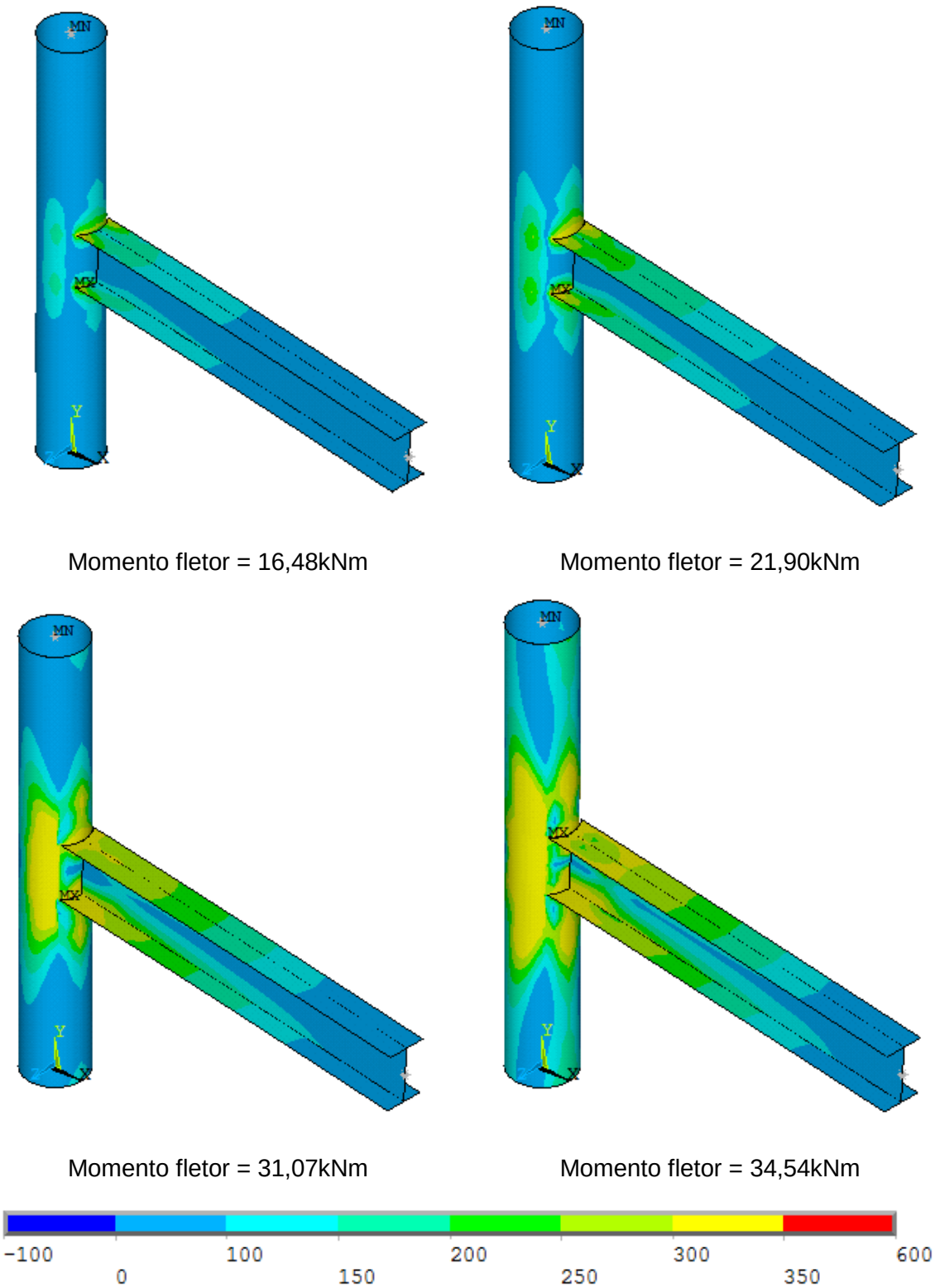


Figura 32 – Curvas momento *versus* rotação - grupo 1 - β=0,59 e η=0,88.

Para a determinação do momento resistente das ligações da modelagem numérica foi utilizado o critério de deformação limite. Foram traçados na Figura A.1 do anexo A os valores do momento último considerando uma rotação $\Theta_{3\%}$ e o momento limite de serviço considerando uma rotação $\Theta_{1\%}$, com isso foi possível definir o valor do momento resistente numérico da ligação conforme este critério.



Momento fletor = 16,48kNm

Momento fletor = 21,90kNm

Momento fletor = 31,07kNm

Momento fletor = 34,54kNm

Figura 33 – Distribuição da tensão de von Mises – W 150 x 13,0 /φ168,3x6,3 [em MPa].

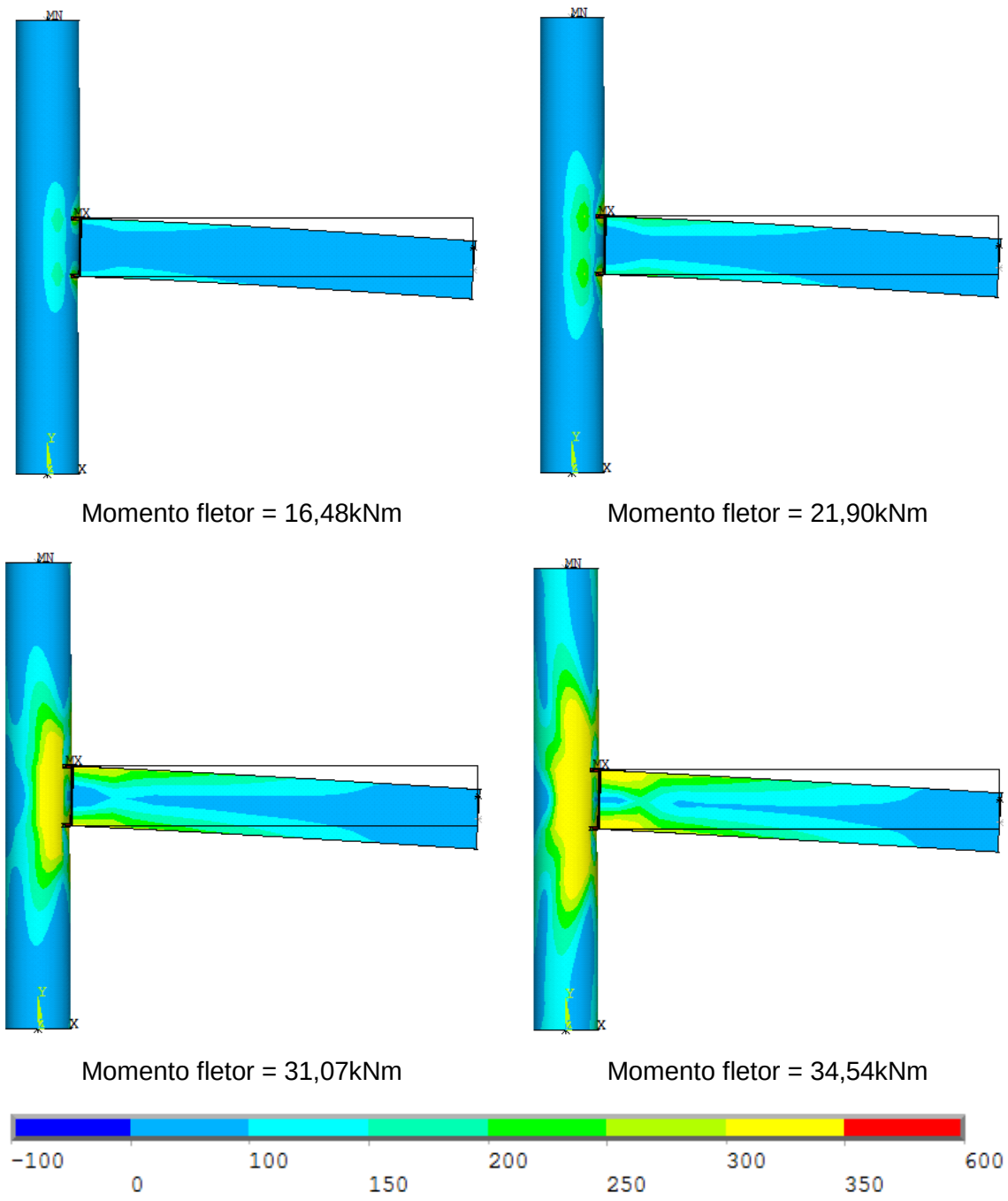


Figura 34 – Deformada da estrutura – W 150 x 13,0 /φ168,3x6,3 [em MPa].

Para a ligação T entre perfil circular (CHS) para coluna e perfis com seção I ou H para as vigas, o estado limite último que controla o dimensionamento está associado à plastificação da face superior da coluna caracterizado pelas equações (11), (34) e (47), segundo o EC3 [11], o CIDECT [12] e a norma NBR 16239 [9] respectivamente, como mencionado anteriormente.

Com isso, apresenta-se na Figura 33 e Figura 34, a distribuição de tensões de von Mises e a deformada da estrutura para a ligação constituída de coluna em perfil φ168,3x6,3 e viga em perfil W 150 x 13,0 para quatro níveis de carga aplicada. Nestes modelos analisados também foram aplicadas cargas na forma de deslocamentos sendo possível identificar os pontos de plastificação da estrutura na medida em que o carregamento é aplicado.

Pode-se constatar através da Figura 33 e Figura 34 que realmente este estado limite último de plastificação da face superior da coluna está controlando o dimensionamento da ligação, pois nota-se uma concentração de tensões nas áreas próximas a conexão viga e coluna, devido aos esforços transmitidos. Este estado limite último controlou o dimensionamento de todas as ligações, por isso foi utilizado um modelo de ligação de cada grupo, de forma a exemplificar este modo de falha que se encontra no anexo B.

No grupo 1, pode-se notar que com o aumento da espessura da coluna houve um aumento da resistência da ligação, como esperado segundo as equações (4), (21) e (40), uma vez que este termo é elevado ao quadrado.

A Figura 35 apresenta o traçado das curvas MxΦ para os modelos de ligações entre viga W200x15 e colunas de diâmetro 168,3 mm e espessura variável Tabela 9.

Tabela 9 – Propriedades Modelos analisados de ligações tipo T grupo 2.

Grupo 2		Coluna (CHS)		Viga (seção I ou H)				Parâmetros Geométricos		
		d_0	t_0	h_1	b_1	$t_{1,f}$	$t_{1,w}$	$2\gamma=d_0/t_0$	$\beta=b_1/d_0$	$\eta=h_1/d_0$
5	**W 200 x 15,0 / φ168,3x5,0**	168,3	5	200	100	5,2	4,3	33,66	0,59	1,19
6	**W 200 x 15,0 / φ168,3x5,6**		5,6					30,05		
7	**W 200 x 15,0 / φ168,3x6,3**		6,3					26,71		
8	**W 200 x 15,0 / φ168,3x7,1**		7,1					23,70		
9	**W 200 x 15,0 / φ168,3x8,0**		8					21,04		

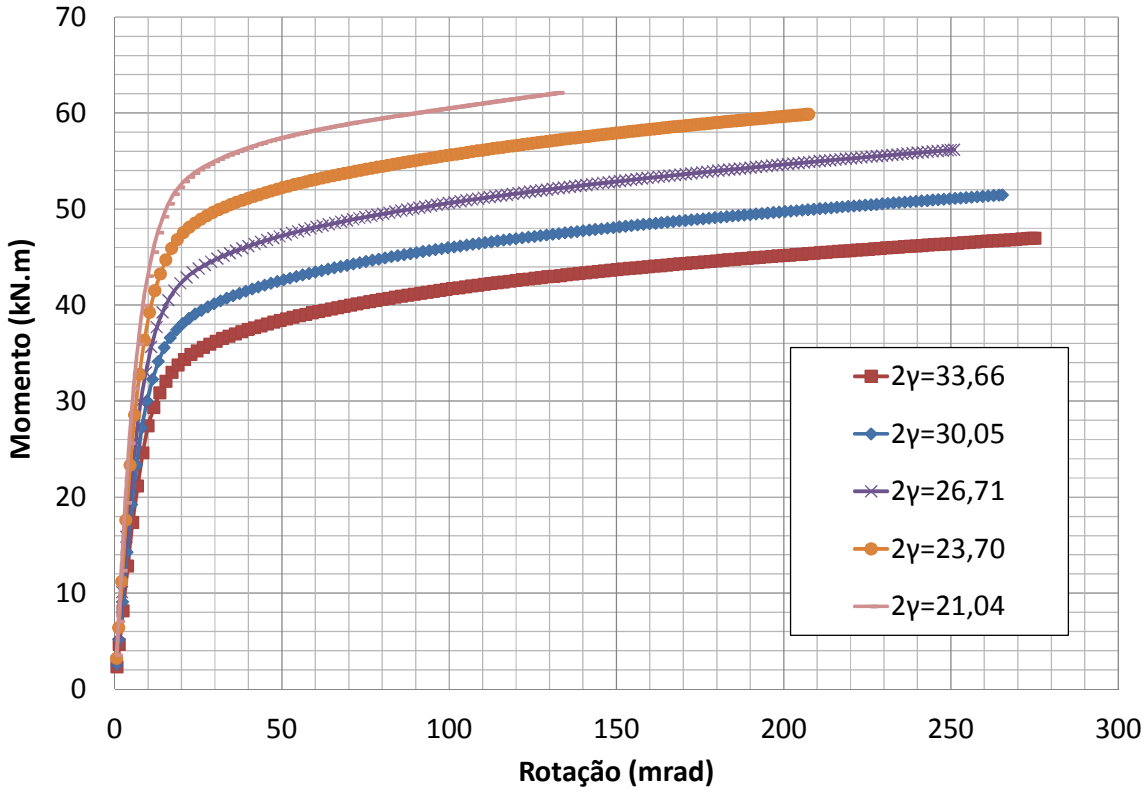


Figura 35 – Curvas momento *versus* rotação - grupo 2 - β=0,59 e η=1,19.

Para a determinação do momento resistente das ligações da modelagem numérica foi utilizado o critério de deformação limite, como segue na Figura A.2 do anexo A.

Apresenta-se na 0 e na 0 no anexo B, a distribuição de tensões de von Mises e a deformada da estrutura para a ligação constituída de coluna em perfil φ168,3x6,3 e viga em perfil W 200 x 15,0 para quatro níveis de carga aplicada. Nestes modelos analisados também foram aplicadas cargas na forma de deslocamentos sendo possível identificar os pontos de plastificação da estrutura na medida em que o carregamento é aplicado.

Como no grupo1 o estado limite último de plastificação da face superior da coluna está controlando o dimensionamento da ligação.

No grupo 2, também pode-se notar como no grupo 1 que com o aumento da espessura da coluna houve um aumento da resistência da ligação, como esperado segundo as equações (4), (21) e (40), uma vez que este termo é elevado ao quadrado.

A Figura 36 apresenta o traçado das curvas MxΦ para os modelos de ligações entre vigas variáveis e colunas de diâmetro 219,1 mm e espessuras variando de 10 a 11mm - Tabela 10.

Tabela 10 – Propriedades Modelos analisados de ligações tipo T grupo 3.

Grupo 3		Coluna (CHS)		Viga (seção I ou H)				Parâmetros Geométricos		
		d_0	t_0	h_1	b_1	$t_{1,f}$	$t_{1,w}$	$2\gamma=d_0/t_0$	$\beta=b_1/d_0$	$\eta=h_1/d_0$
10	**W 310 x 21,0 / φ219,1x10,0**	219,1	10	303	101	5,7	5,1	21,91	0,46	1,38
11	**W 310 x 23,8 / φ219,1x10,0**			305		6,7	5,6			1,39
12	**W 310 x 21,0 / φ219,1x11,0**		11	303		5,7	5,1	19,92		1,38
13	**W 310 x 23,8 / φ219,1x11,0**			305		6,7	5,6			1,39

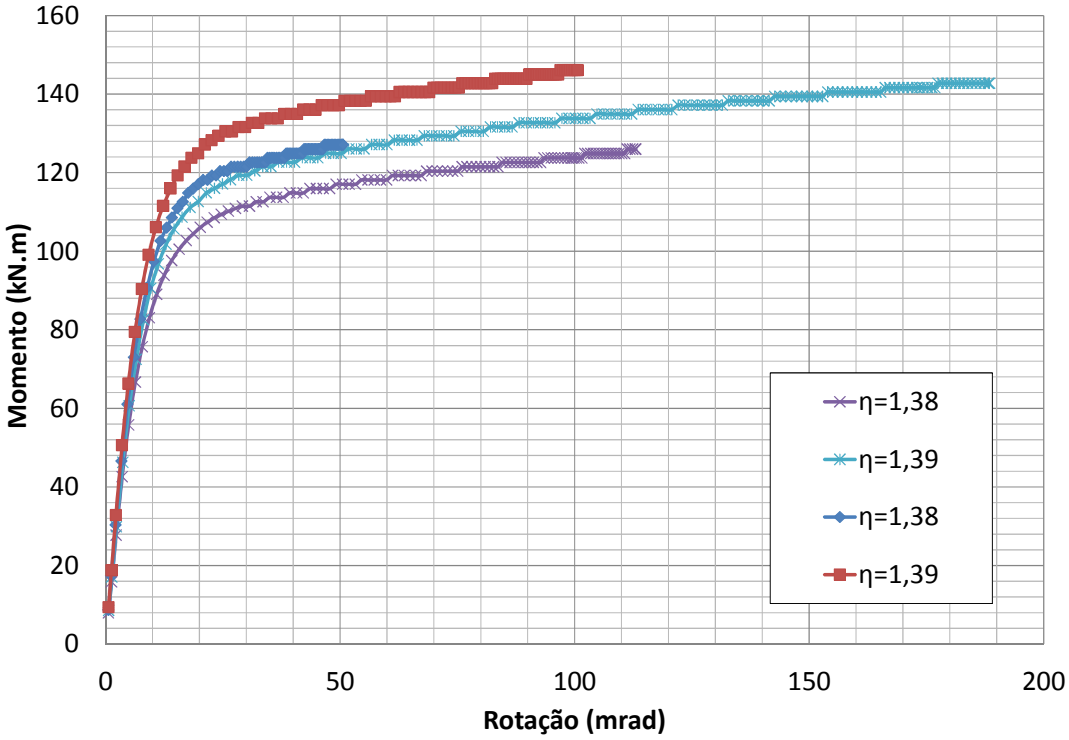


Figura 36 – Gráfico da curva momento-rotação grupo 3 - β=0,46.

Para a determinação do momento resistente das ligações da modelagem numérica foi utilizado o critério de deformação limite, como segue na Figura A.3 do anexo A.

Apresenta-se na 0 e na 0 no anexo B, a distribuição de tensões de von Mises e a deformada da estrutura para a ligação constituída de coluna em perfil

φ219,1x10,0 e viga em perfil W 310 x 23,8 para quatro níveis de carga aplicada. Nestes modelos analisados também foram aplicadas cargas na forma de deslocamentos sendo possível identificar os pontos de plastificação da estrutura na medida em que o carregamento é aplicado.

Como nos grupos1 e 2 o estado limite último de plastificação da face superior da coluna está controlando o dimensionamento da ligação.

No grupo 3, observa-se ainda que embora o β seja constante, por causa do diâmetro da coluna e da mesa da viga, com o aumento da altura da viga e da espessura da coluna também há aumento da resistência da ligação.

A Figura 37 apresenta o traçado das curvas MxΦ para os modelos de ligações entre viga W150x22,5 e colunas de diâmetro 219,1 mm e espessuras variáveis Tabela 11.

Tabela 11 – Propriedades Modelos analisados de ligações tipo T grupo 4.

Grupo 4		Coluna (CHS)		Viga (seção I ou H)				Parâmetros Geométricos		
		d_0	t_0	h_1	b_1	$t_{1,f}$	$t_{1,w}$	$2\gamma=d_0/t_0$	$\beta=b_1/d_0$	$\eta=h_1/d_0$
14	W 150 x 22,5 (H) / φ219,1x6,3	219,1	6,3	152	152	6,6	5,8	34,78	0,69	0,69
15	W 150 x 22,5 (H) / φ219,1x7,1		7,1					30,86		
16	W 150 x 22,5 (H) / φ219,1x8,0		8					27,39		
17	W 150 x 22,5 (H) / φ219,1x8,8		8,8					24,90		

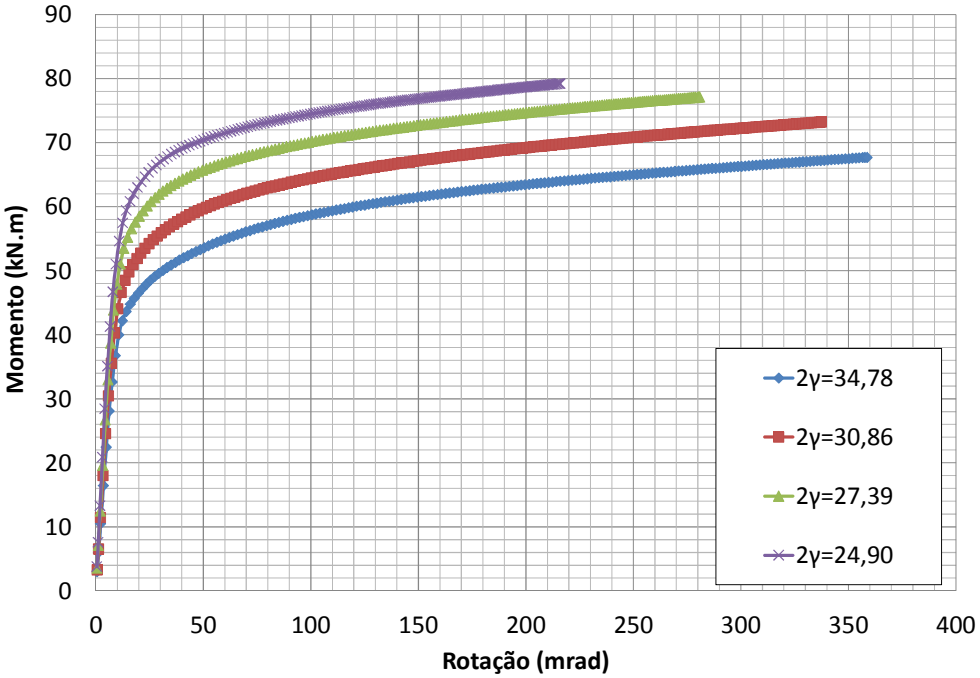


Figura 37 – Gráfico da curva momento-rotação grupo 4 - β=η=0,69.

Para a determinação do momento resistente das ligações da modelagem numérica foi utilizado o critério de deformação limite, como segue na Figura A.4 do anexo A.

Apresenta-se na 0 e na 0 no anexo B, a distribuição de tensões de von Mises e a deformada da estrutura para a ligação constituída de coluna em perfil φ219,1x8,8 e viga em perfil W 150 x 22,5 (H) para quatro níveis de carga aplicada. Nestes modelos analisados também foram aplicadas cargas na forma de deslocamentos sendo possível identificar os pontos de plastificação da estrutura na medida em que o carregamento é aplicado.

Como nos demais grupos o estado limite último de plastificação da face superior da coluna está controlando o dimensionamento da ligação.

No grupo 4, as conclusões analisadas foram conforme citado nos grupos 1 e 2.

A Figura 38 apresenta o traçado das curvas MxΦ para os modelos de ligações entre vigas variáveis e colunas de diâmetro 273 mm e espessura de 10mm Tabela 12.

Tabela 12 – Propriedades Modelos analisados de ligações tipo T grupo 5.

Grupo 5		Coluna (CHS)		Viga (seção I ou H)				Parâmetros Geométricos		
		d_0	t_0	h_1	b_1	$t_{1,f}$	$t_{1,w}$	$2\gamma=d_0/t_0$	$\beta=b_1/d_0$	$\eta=h_1/d_0$
18	W 150 x 29,8 (H) / φ273,0x10,0	273	10	157	153	9,3	6,6	27,30	0,56	0,58
19	W 150 x 37,1 (H) / φ273,0x10,0			162	154	11,6	8,1		0,56	0,59
20	W 200 x 26,6 / φ273,0x10,0			207	133	8,4	5,8		0,49	0,76
21	W 200 x 31,3 / φ273,0x10,0			210	134	10,2	6,4		0,49	0,77
22	W 200 x 35,9 (H) / φ273,0x10,0			201	165	10,2	6,2		0,60	0,74
23	W 250 x 32,7 / φ273,0x10,0			258	146	9,1	6,1		0,53	0,95
24	W 250 x 38,5 / φ273,0x10,0			262	147	11,2	6,6		0,54	0,96
25	**W 360 x 32,9 / φ273,0x10,0**			349	127	8,5	5,8		0,47	1,28
26	**W 360 x 39,0 / φ273,0x10,0**			353	128	10,7	6,5		0,47	1,29

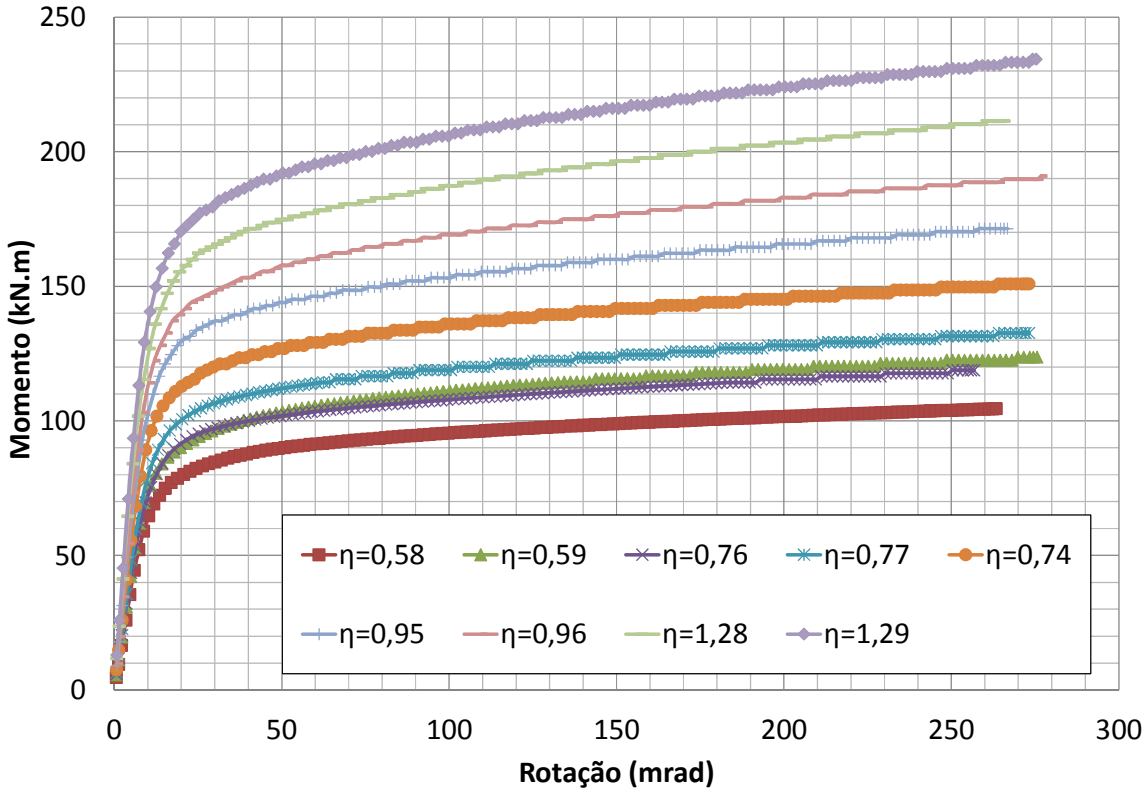


Figura 38 – Gráfico da curva momento-rotação grupo 5 – 2γ=27,30.

Para a determinação do momento resistente das ligações da modelagem numérica foi utilizado o critério de deformação limite, como segue na Figura A.5 do anexo A.

Apresenta-se na 0 e 0 no anexo B, a distribuição de tensões de von Mises e a deformada da estrutura para a ligação constituída de coluna em perfil φ273,0x10 e viga em perfil W 200 x 35,9 (H) para quatro níveis de carga aplicada. Nestes modelos analisados também foram aplicadas cargas na forma de deslocamentos sendo possível identificar os pontos de plastificação da estrutura na medida em que o carregamento é aplicado.

Como nos demais grupos o estado limite último de plastificação da face superior da coluna está controlando o dimensionamento da ligação.

No grupo 5, analisa-se que com o aumento da altura da seção transversal da viga há um acréscimo da binário resistente, que com isso aumenta o momento fletor resistente da ligação.

A Figura 39 apresenta o traçado das curvas MxΦ para os modelos de ligações entre vigas variáveis e colunas de diâmetro 273 mm e espessura de 11mm Tabela 13.

Tabela 13 – Propriedades Modelos analisados de ligações tipo T grupo 6.

Grupo 6		Coluna (CHS)		Viga (seção I ou H)				Parâmetros Geométricos		
		d_0	t_0	h_1	b_1	$t_{1,f}$	$t_{1,w}$	$2\gamma=d_0/t_0$	$\beta=b_1/d_0$	$\eta=h_1/d_0$
27	W 150 x 29,8 (H) / φ273,0x11,0	273	11	157	153	9,3	6,6	24,82	0,56	0,58
28	W 150 x 37,1 (H) / φ273,0x11,0			162	154	11,6	8,1		0,56	0,59
29	W 200 x 26,6 / φ273,0x11,0			207	133	8,4	5,8		0,49	0,76
30	W 200 x 31,3 / φ273,0x11,0			210	134	10,2	6,4		0,49	0,77
31	W 200 x 35,9 (H) / φ273,0x11,0			201	165	10,2	6,2		0,60	0,74
32	W 250 x 32,7 / φ273,0x11,0			258	146	9,1	6,1		0,53	0,95
33	W 250 x 38,5 / φ273,0x11,0			262	147	11,2	6,6		0,54	0,96
34	**W 360 x 32,9 / φ273,0x11,0**			349	127	8,5	5,8		0,47	1,28
35	**W 360 x 39,0 / φ273,0x11,0**			353	128	10,7	6,5		0,47	1,29

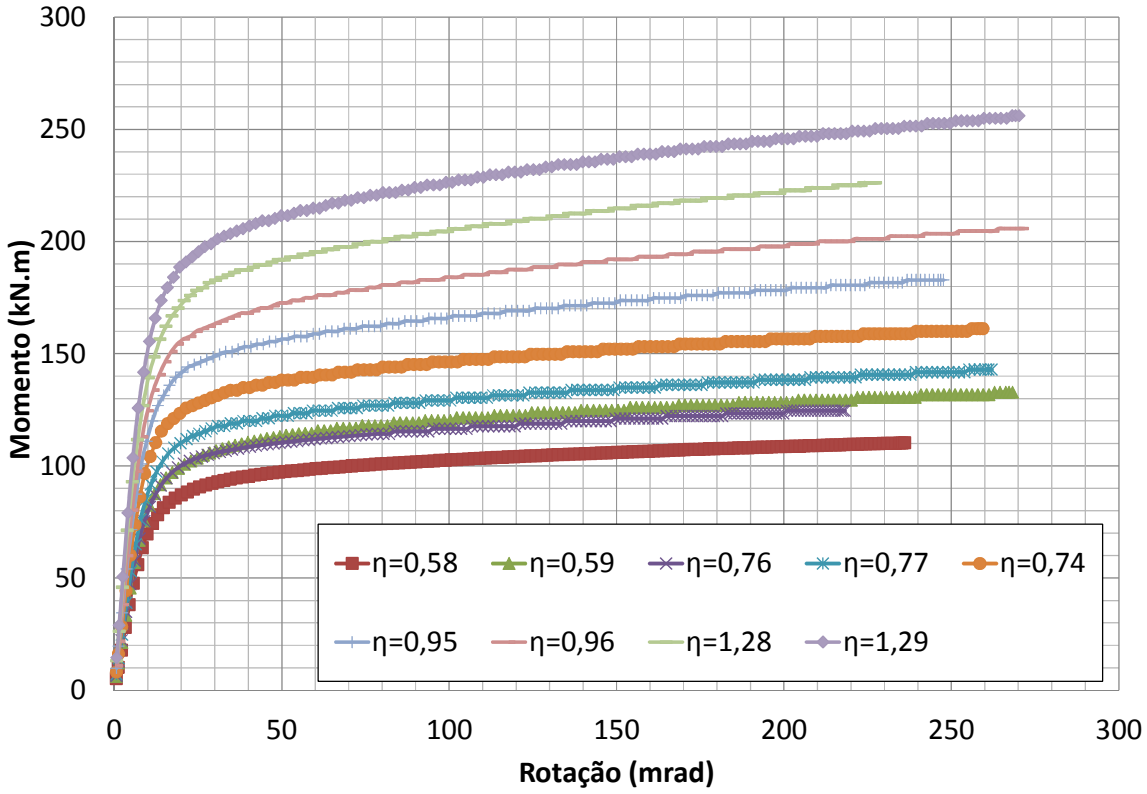


Figura 39 – Gráfico da curva momento-rotação grupo 6 – 2γ=24,82.

Para a determinação do momento resistente das ligações da modelagem numérica foi utilizado o critério de deformação limite, como segue na Figura A.6 do anexo A.

Apresenta-se na 0 e na 0 no anexo B, a distribuição de tensões de von Mises e a deformada da estrutura para a ligação constituída de coluna em perfil φ273,0x11 e viga em perfil W 200 x 35,9 (H) para quatro níveis de carga aplicada. Nestes modelos analisados também foram aplicadas cargas na forma de deslocamentos sendo possível identificar os pontos de plastificação da estrutura na medida em que o carregamento é aplicado.

Como nos demais grupos o estado limite último de plastificação da face superior da coluna está controlando o dimensionamento da ligação.

No grupo 6, analisa-se como no grupo 5 que com o aumento da altura da seção transversal da viga há um acréscimo da binário resistente, que com isso aumenta o momento fletor resistente da ligação.

A Figura 40 apresenta o traçado das curvas MxΦ para os modelos de ligações entre vigas variáveis e colunas de diâmetro 323,8 mm e espessura de 12,5mm Tabela 14.

Tabela 14 – Propriedades Modelos analisados de ligações tipo T grupo 7.

Grupo 7		Coluna (CHS)		Viga (seção I ou H)				Parâmetros Geométricos		
		d_0	t_0	h_1	b_1	$t_{1,f}$	$t_{1,w}$	$2\gamma=d_0/t_0$	$\beta=b_1/d_0$	$\eta=h_1/d_0$
36	W 150 x 29,8 (H) / φ323,8x12,5	323,8	12,5	157	153	9,3	6,6	25,90	0,47	0,48
37	W 150 x 37,1 (H) / φ323,8x12,5			162	154	11,6	8,1		0,48	0,50
38	W 200 x 26,6 / φ323,8x12,5			207	133	8,4	5,8		0,41	0,64
39	W 200 x 31,3 / φ323,8x12,5			210	134	10,2	6,4		0,41	0,65
40	W 200 x 35,9 (H) / φ323,8x12,5			201	165	10,2	6,2		0,51	0,62
41	W 200 x 41,7 (H) / φ323,8x12,5			205	166	11,8	7,2		0,51	0,63
42	W 200 x 46,1 (H) / φ323,8x12,5			203	203	11	7,2		0,63	0,63
43	W 200 x 52,0 (H) / φ323,8x12,5			206	204	12,6	7,9		0,63	0,64
44	HP 200 x 53,0 (H) / φ323,8x12,5			204	207	11,3	11,3		0,64	0,63
45	W 250 x 32,7 / φ323,8x12,5			258	146	9,1	6,1		0,45	0,80
46	W 250 x 38,5 / φ323,8x12,5			262	147	11,2	6,6		0,45	0,81
47	W 250 x 44,8 / φ323,8x12,5			266	148	13	7,6		0,46	0,82
48	W 310 x 38,7 / φ323,8x12,5			310	165	9,7	5,8		0,51	0,96
49	W 310 x 44,5 / φ323,8x12,5			313	166	11,2	6,6		0,51	0,97
50	**W 360 x 44,0 / φ323,8x12,5**			352	171	9,8	6,9		0,53	1,09
51	**W 360 x 51,0 / φ323,8x12,5**			355	171	11,6	7,2		0,53	1,10

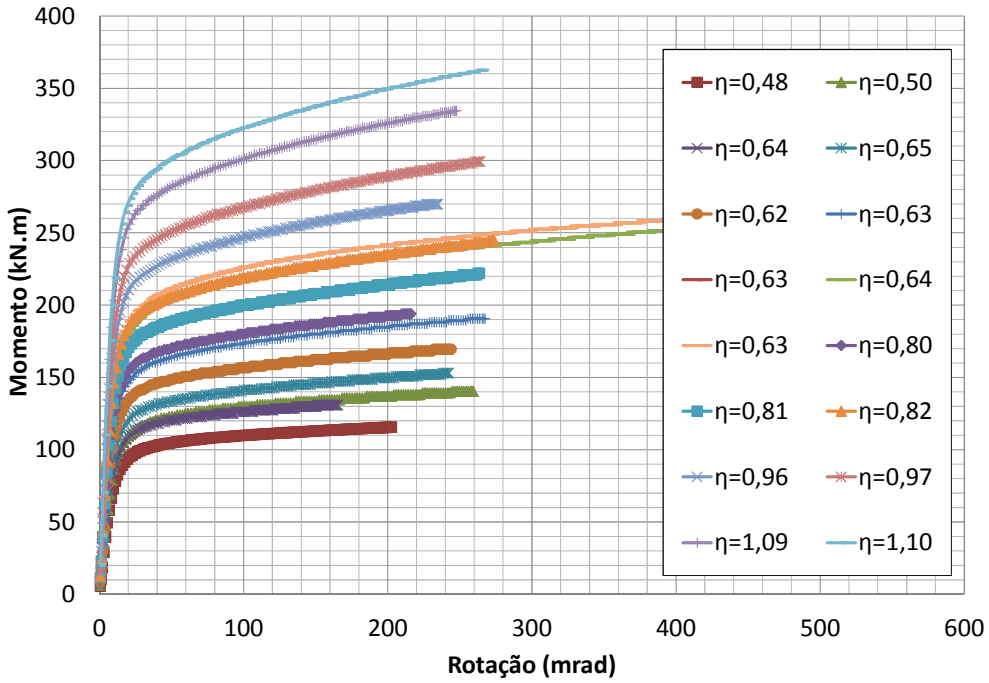


Figura 40 – Gráfico da curva momento-rotação grupo 7 – 2γ=25,90.

Para a determinação do momento resistente das ligações da modelagem numérica foi utilizado o critério de deformação limite, como segue na Figura A.7 do anexo A.

Apresenta-se na 0 e na 0 no anexo B, a distribuição de tensões de von Mises e a deformada da estrutura para a ligação constituída de coluna em perfil φ323,8x12,5 e viga em perfil HP 200 x 53,0 (H) para quatro níveis de carga aplicada. Nestes modelos analisados também foram aplicadas cargas na forma de deslocamentos sendo possível identificar os pontos de plastificação da estrutura na medida em que o carregamento é aplicado.

Como nos demais grupos o estado limite último de plastificação da face superior da coluna está controlando o dimensionamento da ligação.

No grupo 7, as conclusões analisadas foram conforme citado nos grupos 5 e 6.

A Figura 41 apresenta o traçado das curvas MxΦ para os modelos de ligações entre viga W250x32,7 e colunas de diâmetro 355,6 mm e espessuras variáveis Tabela 15.

Tabela 15 – Propriedades Modelos analisados de ligações tipo T grupo 8.

Grupo 8		Coluna (CHS)		Viga (seção I ou H)				Parâmetros Geométricos		
		d_0	t_0	h_1	b_1	$t_{1,f}$	$t_{1,w}$	$2\gamma=d_0/t_0$	$\beta=b_1/d_0$	$\eta=h_1/d_0$
52	W 250 x 32,7 / φ355,6x10,0	355,6	10	258	146	9,1	6,1	35,56	0,41	0,73
53	W 250 x 32,7 / φ355,6x11,0		11					32,33		
54	W 250 x 32,7 / φ355,6x12,5		12,5					28,45		
55	W 250 x 32,7 / φ355,6x14,2		14,2					25,04		

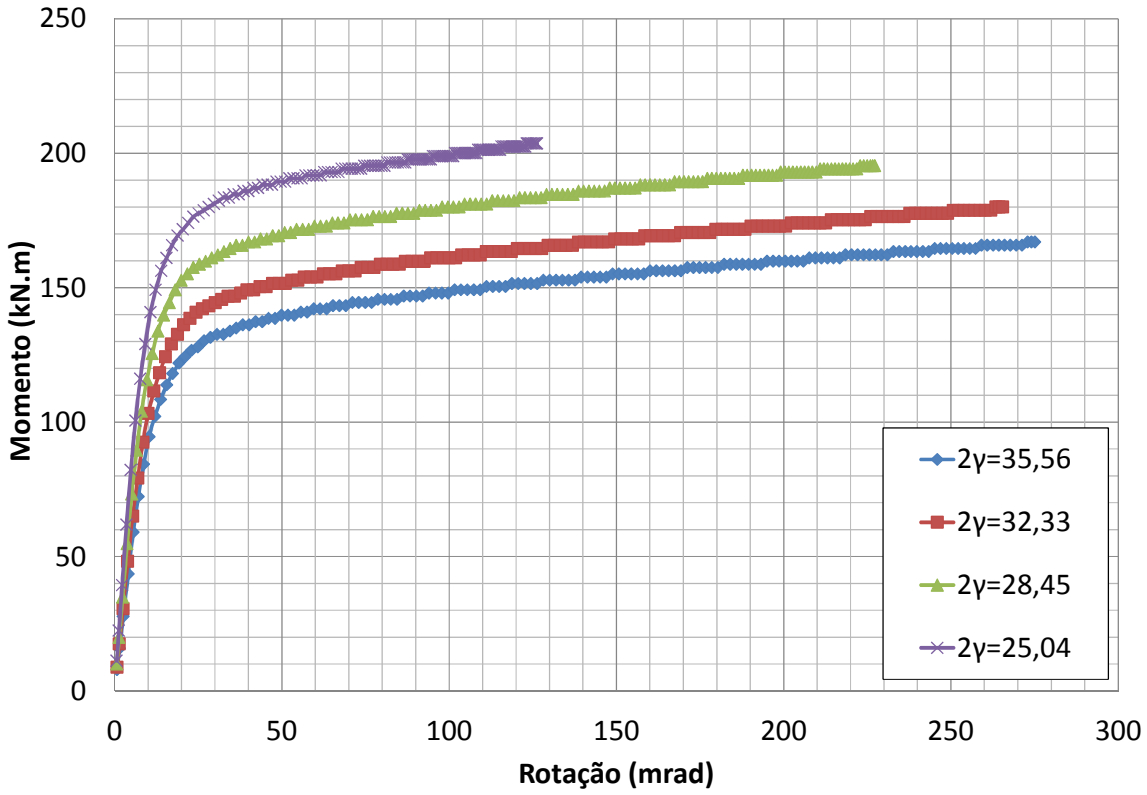


Figura 41 – Gráfico da curva momento-rotação grupo 8 - β=0,41 e η=0,73.

Para a determinação do momento resistente das ligações da modelagem numérica foi utilizado o critério de deformação limite, como segue na Figura A.8 do anexo A.

Apresenta-se na 0 e na 0 no anexo B, a distribuição de tensões de von Mises e a deformada da estrutura para a ligação constituída de coluna em perfil φ355,6x12,5 e viga em perfil W 250 x 32,7 para quatro níveis de carga aplicada. Nestes modelos analisados também foram aplicadas cargas na forma de deslocamentos sendo possível identificar os pontos de plastificação da estrutura na medida em que o carregamento é aplicado.

Como nos demais grupos, o estado limite último de plastificação da face superior da coluna está controlando o dimensionamento da ligação. No grupo 8, as conclusões analisadas foram conforme citado nos grupos 1 e 2.

A Figura 42 apresenta o traçado das curvas MxΦ para os modelos de ligações entre viga W310x44,5 e colunas de diâmetro 355,6 mm e espessuras variáveis - Tabela 16.

Tabela 16 – Propriedades Modelos analisados de ligações tipo T grupo 9.

Grupo 9		Coluna (CHS)		Viga (seção I ou H)				Parâmetros Geométricos		
		d_0	t_0	h_1	b_1	$t_{1,f}$	$t_{1,w}$	$2\gamma=d_0/t_0$	$\beta=b_1/d_0$	$\eta=h_1/d_0$
56	W 310 x 44,5 / φ355,6x10,0	355,6	10	313	166	11,2	6,6	35,56	0,47	0,88
57	W 310 x 44,5 / φ355,6x11,0		11					32,33		
58	W 310 x 44,5 / φ355,6x12,5		12,5					28,45		
59	W 310 x 44,5 / φ355,6x14,2		14,2					25,04		
60	W 310 x 44,5 / φ355,6x16,0		16					22,23		

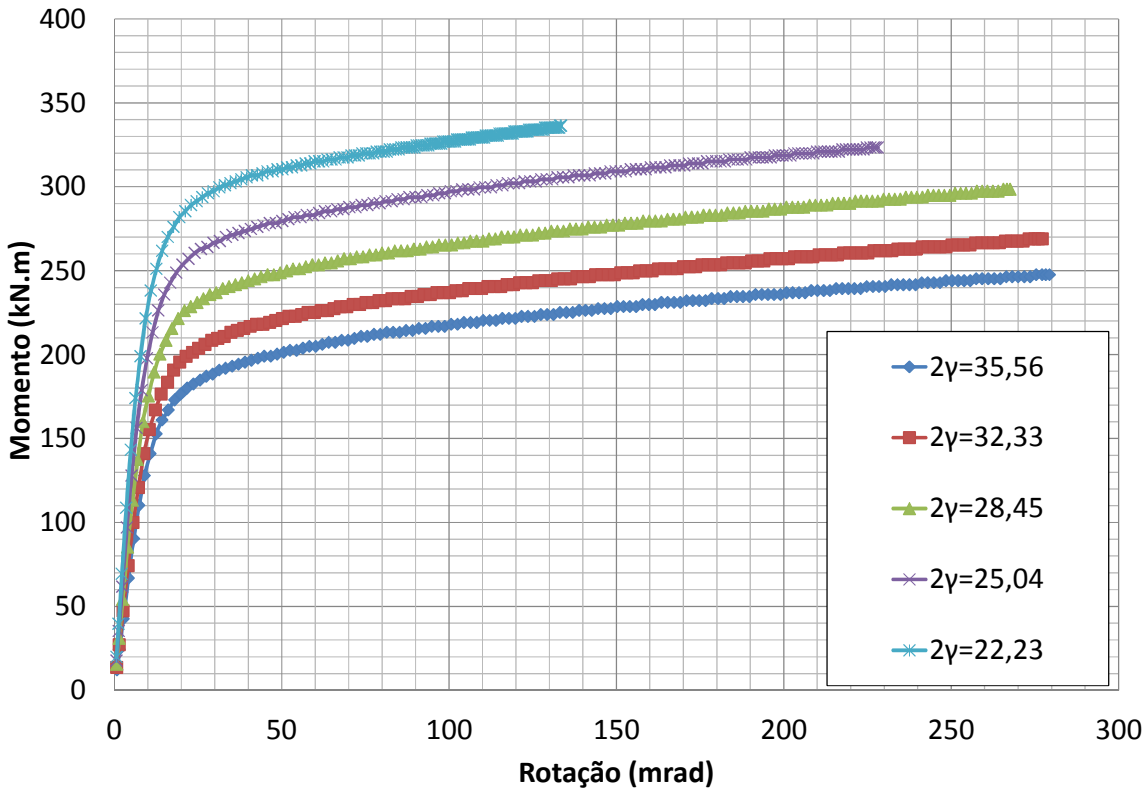


Figura 42 – Gráfico da curva momento-rotação grupo 9 - β=0,47 e η=0,88.

Para a determinação do momento resistente das ligações da modelagem numérica foi utilizado o critério de deformação limite, como segue na Figura A.9 do anexo A.

Apresenta-se na 0 e na 0 no anexo B, a distribuição de tensões de von Mises e a deformada da estrutura para a ligação constituída de coluna em perfil φ355,6x14,2 e viga em perfil W 310 x 44,5 para quatro níveis de carga aplicada. Nestes modelos analisados também foram aplicadas cargas na forma de deslocamentos sendo possível identificar os pontos de plastificação da estrutura na medida em que o carregamento é aplicado.

Como nos demais grupos o estado limite último de plastificação da face superior da coluna está controlando o dimensionamento da ligação.

No grupo 9, as conclusões analisadas foram conforme citado nos grupos 1 e 2.

A Figura 43 apresenta o traçado das curvas MxΦ para os modelos de ligações entre viga W360x51,0 e colunas de diâmetro 355,6 mm e espessuras variáveis Tabela 17.

Tabela 17 – Propriedades Modelos analisados de ligações tipo T grupo 10.

Grupo 10		Coluna (CHS)		Viga (seção I ou H)				Parâmetros Geométricos		
		d_0	t_0	h_1	b_1	$t_{1,f}$	$t_{1,w}$	$2\gamma=d_0/t_0$	$\beta=b_1/d_0$	$\eta=h_1/d_0$
61	W 360 x 51,0 / φ355,6x10,0	355,6	10	355	171	11,6	7,2	35,56	0,48	1,00
62	W 360 x 51,0 / φ355,6x11,0		11					32,33		
63	W 360 x 51,0 / φ355,6x12,5		12,5					28,45		
64	W 360 x 51,0 / φ355,6x14,2		14,2					25,04		
65	W 360 x 51,0 / φ355,6x16,0		16					22,23		

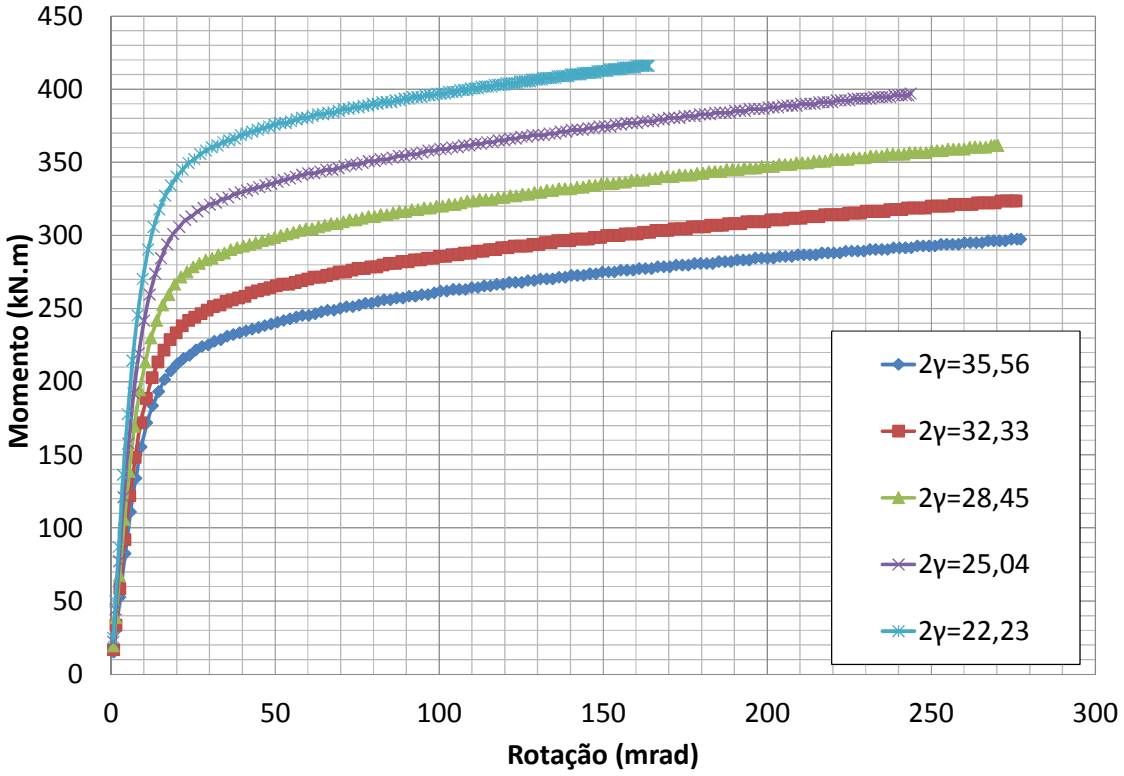


Figura 43 – Gráfico da curva momento-rotação grupo 10 - β=0,48 e η=1,00.

Para a determinação do momento resistente das ligações da modelagem numérica foi utilizado o critério de deformação limite, como segue na Figura A.10 do anexo A.

Apresenta-se na 0 e 0 no anexo B, a distribuição de tensões de von Mises e a deformada da estrutura para a ligação constituída de coluna em perfil φ355,6x14,2 e viga em perfil W 360 x 51,0 para quatro níveis de carga aplicada. Nestes modelos analisados também foram aplicadas cargas na forma de deslocamentos sendo possível identificar os pontos de plastificação da estrutura na medida em que o carregamento é aplicado.

Como nos demais grupos o estado limite último de plastificação da face superior da coluna está controlando o dimensionamento da ligação.

No grupo 10, as conclusões analisadas foram conforme citado nos grupos 1 e 2.

Aplicando-se as equações de dimensionamento do EC3 [11], do CIDECT [12] e da norma NBR 16239[9] bem como o critério de deformação limite de 1%d_0 e 3%d_0, respectivamente, obtêm-se os resultados apresentados na Tabela 18. Nesta

tabela, $M_{ip,1,rd}$, $M_{*ip,1}$ e $M_{ip,1,rd}$ representam o momento fletor da ligação pelo EC3 [11], pelo CIDECT [12] e pela norma NBR 16239[9], respectivamente; M_s e M_u representam os momentos fletores referentes aos estados limites de utilização e último, de acordo com o critério de deformação limite e M_{def} o momento fletor adotado de acordo com a razão M_u/M_s. Observando-se os valores obtidos, pode-se verificar que para a maioria dos modelos estudados os dimensionamentos de acordo com o EC3 [11], o CIDECT [12] e a norma NBR 16239[9] fornecem valores a favor da segurança caracterizados pela razão $M_{ip,1,rd}/M_{def}$ ≤1,0, $M_{*ip,1}/M_{def}$ ≤1,0 e $M_{ip,1,rd}/M_{def}$ ≤1,0, respectivamente.

De acordo com EC3 [11] e a norma NBR 16239[9], todas as ligações atenderam ao modo de falha da punção da parede da coluna, mas para o CIDECT [12] só as ligações grifadas em negrito atenderam esse modo de falha, ou seja, as ligações que atenderam a equação (19). Mesmo utilizando somente o momento fletor resistente da ligação não foi possível atender ao critério estabelecido pela equação (28) para as ligações que não estão grifadas, porém nos modelos analisados através do programa Ansys versão 12.0 [10] pode-se notar que, para todos os modelos representados, o dimensionamento da ligação foi controlado pela plastificação da face superior da coluna.

Tabela 18 – Comparação de resultados – Análise paramétrica.

Ligações		Normas		M_s (kNm)	M_u (kNm)	M_{def} (kNm)	$M_{ip,1,rd}/M_{def}$	$M^*_{ip,1}/M_{def}$
		EC3/ NBR 16239	CIDECT					
		$M_{ip,1,rd}$(kNm)	$M^*_{ip,1}$(kNm)					
1	**W 150 x 13,0 /φ168,3x5,0**	14,32	17,04	24,65	28,45	28,45	0,50	0,60
2	W 150 x 13,0 /φ168,3x5,6	17,97	20,90	27,57	31,33	31,33	0,57	0,67
3	W 150 x 13,0 /φ168,3x6,3	22,74	25,83	30,39	34,33	34,33	0,66	0,75
4	W 150 x 13,0 /φ168,3x7,1	28,88	32,03	33,70	37,39	37,39	0,77	0,86
5	**W 200 x 15,0 / φ168,3x5,0**	19,36	23,03	32,06	38,38	38,38	0,50	0,60
6	**W 200 x 15,0 / φ168,3x5,6**	24,28	28,24	36,60	42,45	42,45	0,57	0,67
7	W 200 x 15,0 / φ168,3x6,3	30,73	34,91	40,50	47,15	47,15	0,65	0,74
8	W 200 x 15,0 / φ168,3x7,1	39,03	43,29	44,71	52,22	52,22	0,75	0,83
9	W 200 x 15,0 / φ168,3x8,0	49,55	53,66	50,53	57,39	57,39	0,86	0,94
10	W 310 x 21,0 / φ219,1x10,0	87,49	92,07	97,63	114,81	114,81	0,76	0,80
11	W 310 x 23,8 / φ219,1x10,0	88,07	92,68	101,72	123,78	123,78	0,71	0,75
12	W 310 x 21,0 / φ219,1x11,0	105,86	109,31	108,57	125,96	125,96	0,84	0,87

13	W 310 x 23,8 / φ219,1x11,0	106,56	110,03	115,98	136,05	136,05	0,78	0,81
14	W 150 x 22,5 (H) / φ219,1x6,3	28,77	35,14	49,05	57,53	57,53	0,50	0,61
15	W 150 x 22,5 (H) / φ219,1x7,1	36,54	43,57	55,41	63,38	63,38	0,58	0,69
16	W 150 x 22,5 (H) / φ219,1x8,0	46,39	54,02	61,39	69,11	69,11	0,67	0,78
17	W 150 x 22,5 (H) / φ219,1x8,8	56,14	64,13	66,52	73,59	73,59	0,76	0,87
18	W 150 x 29,8 (H) / φ273,0x10,0	56,50	63,94	86,06	95,70	95,70	0,59	0,67
19	W 150 x 37,1 (H) / φ273,0x10,0	58,77	66,57	97,96	111,08	111,08	0,53	0,60
20	W 200 x 26,6 / φ273,0x10,0	63,37	70,27	95,23	105,57	105,57	0,60	0,67
21	W 200 x 31,3 / φ273,0x10,0	64,82	71,95	104,65	116,58	116,58	0,56	0,62
22	W 200 x 35,9 (H) / φ273,0x10,0	79,54	90,95	117,70	132,55	132,55	0,60	0,69
23	W 250 x 32,7 / φ273,0x10,0	87,77	98,67	130,26	146,25	146,25	0,60	0,67
24	W 250 x 38,5 / φ273,0x10,0	89,86	101,11	139,46	161,18	161,18	0,56	0,63
25	**W 360 x 32,9 / φ273,0x10,0**	101,73	112,03	141,65	173,63	173,63	0,59	0,65
26	W 360 x 39,0 / φ273,0x10,0	103,74	114,38	156,59	189,74	189,74	0,55	0,60
27	W 150 x 29,8 (H) / φ273,0x11,0	68,36	75,91	94,01	102,91	102,91	0,66	0,74
28	W 150 x 37,1 (H) / φ273,0x11,0	71,11	79,02	107,55	120,18	120,18	0,59	0,66
29	W 200 x 26,6 / φ273,0x11,0	76,68	83,42	104,13	114,23	114,23	0,67	0,73
30	W 200 x 31,3 / φ273,0x11,0	78,43	85,42	114,29	126,86	126,86	0,62	0,67
31	W 200 x 35,9 (H) / φ273,0x11,0	96,24	107,97	129,13	143,98	143,98	0,67	0,75
32	W 250 x 32,7 / φ273,0x11,0	106,21	117,14	141,68	159,96	159,96	0,66	0,73
33	W 250 x 38,5 / φ273,0x11,0	108,72	120,04	156,60	176,04	176,04	0,62	0,68
34	W 360 x 32,9 / φ273,0x11,0	123,09	132,99	162,21	189,62	189,62	0,65	0,70
35	W 360 x 39,0 / φ273,0x11,0	125,53	135,78	173,74	209,17	209,17	0,60	0,65
36	W 150 x 29,8 (H) / φ323,8x12,5	72,68	79,39	102,89	111,31	111,31	0,65	0,71
37	W 150 x 37,1 (H) / φ323,8x12,5	75,52	82,57	120,51	131,04	131,04	0,58	0,63
38	W 200 x 26,6 / φ323,8x12,5	83,48	89,25	115,06	124,94	124,94	0,67	0,71
39	W 200 x 31,3 / φ323,8x12,5	85,27	91,28	127,34	140,20	140,20	0,61	0,65
40	W 200 x 35,9 (H) / φ323,8x12,5	101,05	111,63	142,51	156,53	156,53	0,65	0,71
41	W 200 x 41,7 (H) / φ323,8x12,5	103,77	114,74	156,66	173,03	173,03	0,60	0,66
42	W 200 x 46,1 (H) / φ323,8x12,5	131,67	149,71	180,04	199,92	199,92	0,66	0,75
43	W 200 x 52,0 (H) / φ323,8x12,5	134,49	153,02	194,19	216,41	216,41	0,62	0,71
44	HP 200 x 53,0 (H) / φ323,8x12,5	135,81	154,81	199,44	224,08	224,08	0,61	0,69
45	W 250 x 32,7 / φ323,8x12,5	113,81	123,43	157,68	175,20	175,20	0,65	0,70
46	W 250 x 38,5 / φ323,8x12,5	116,37	126,35	175,28	193,97	193,97	0,60	0,65
47	W 250 x 44,8 / φ323,8x12,5	118,97	129,30	189,46	212,85	212,85	0,56	0,61
48	W 310 x 38,7 / φ323,8x12,5	155,86	172,17	210,19	235,88	235,88	0,66	0,73
49	W 310 x 44,5 / φ323,8x12,5	158,44	175,18	224,35	255,90	255,90	0,62	0,68
50	W 360 x 44,0 / φ323,8x12,5	184,37	204,73	246,62	284,02	284,02	0,65	0,72
51	W 360 x 51,0 / φ323,8x12,5	185,95	206,48	264,22	303,97	303,97	0,61	0,68
52	**W 250 x 32,7 / φ355,6x10,0**	66,56	75,82	130,23	145,62	145,62	0,46	0,52
53	**W 250 x 32,7 / φ355,6x11,0**	80,54	90,01	142,07	158,64	158,64	0,51	0,57
54	W 250 x 32,7 / φ355,6x12,5	104,01	113,30	159,83	176,40	176,40	0,59	0,64
55	W 250 x 32,7 / φ355,6x14,2	134,22	142,53	178,77	196,53	196,53	0,68	0,73
56	**W 310 x 44,5 / φ355,6x10,0**	91,57	106,36	180,03	208,45	208,45	0,44	0,51

57	**W 310 x 44,5 / φ355,6x11,0**	110,79	126,27	198,98	228,59	228,59	0,48	0,55
58	W 310 x 44,5 / φ355,6x12,5	143,07	158,94	226,22	255,83	255,83	0,56	0,62
59	W 310 x 44,5 / φ355,6x14,2	184,63	199,95	257,01	286,62	286,62	0,64	0,70
60	W 310 x 44,5 / φ355,6x16,0	234,41	247,86	285,44	317,42	317,42	0,74	0,78
61	**W 360 x 51,0 / φ355,6x10,0**	107,16	125,04	207,38	245,30	245,30	0,44	0,51
62	**W 360 x 51,0 / φ355,6x11,0**	129,67	148,44	233,45	270,18	270,18	0,48	0,55
63	W 360 x 51,0 / φ355,6x12,5	167,44	186,85	266,63	304,55	304,55	0,55	0,61
64	W 360 x 51,0 / φ355,6x14,2	216,09	235,06	300,99	342,47	342,47	0,63	0,69
65	W 360 x 51,0 / φ355,6x16,0	274,34	291,39	340,10	380,39	380,39	0,72	0,77

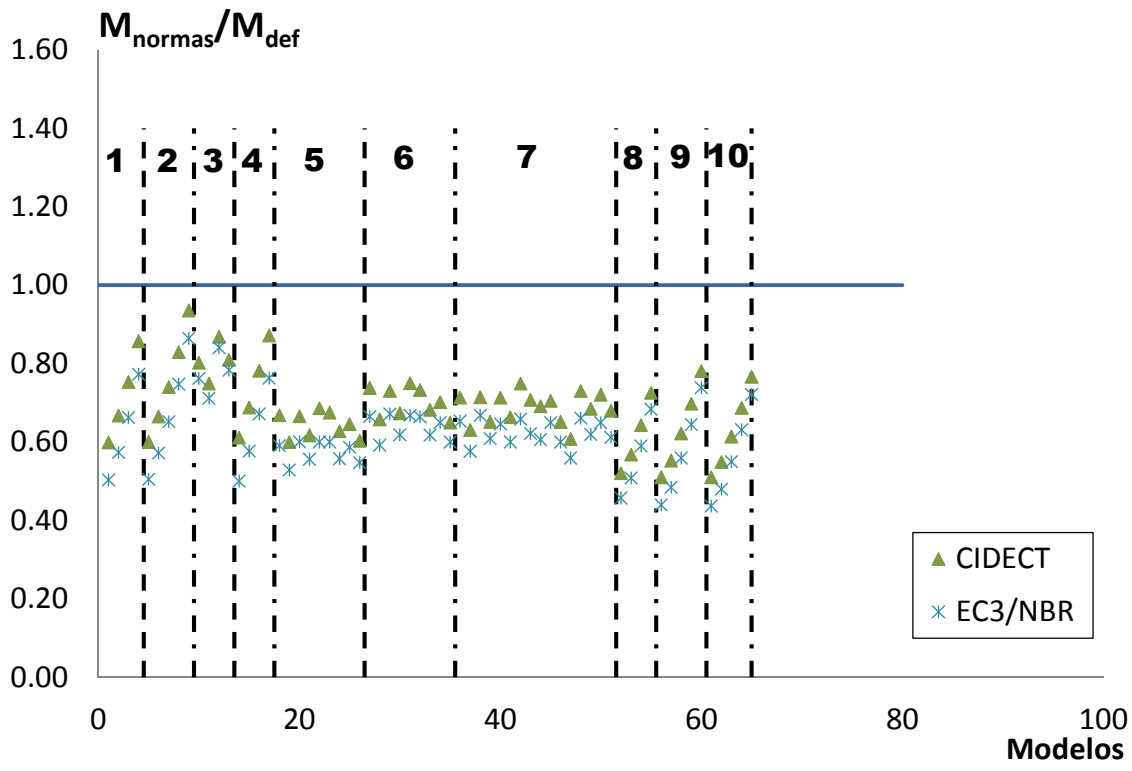


Figura 44 – Gráficos da razão entre valores dos momentos.

Os resultados obtidos evidenciaram que o dimensionamento realizado através das equações propostas pelo EC3 [11], CIDECT [12] e a norma NBR 16239 [9] forneceram valores compatíveis com os obtidos na análise numérica. Vale ressaltar que a validação destes resultados foi efetuada considerando-se o critério de deformação limite de 1%d_0 e 3% d_0, respectivamente, para deslocamentos para fora do plano da face superior da coluna. Os valores obtidos através das normas utilizadas nesta dissertação são conservadores, como os estudos realizados neste trabalho foram feitos apenas em análises numéricas, em um primeiro momento será

sugerido um fator de correção de 1,25 para os modelos com o diâmetro igual ou acima de 273 mm, ou seja, a partir do grupo 5 conforme apresentado na Figura 45.

Com o fator de correção, os valores ficaram mais próximos de 1 e menos conservadores para as ligações estudadas neste trabalho.

A análise analítica da rigidez inicial da ligação foi estudada através da equação (53) e a rigidez inicial obtida no modelo numérico através do método da inclinação utilizando uma curva momento *versus* rotação com os dados extraídos do programa Ansys [10]. A Tabela 19 mostra os resultados obtidos para cada modelo de ligação estudado.

Como se pode notar na Tabela 19 e na Figura 46 os valores da equação (53) estão bastantes conservadores em relação aos resultados obtidos no programa Ansys [10]. Com isso será proposto um fator de correção que aproxime estes resultados para melhor coerência entre eles.

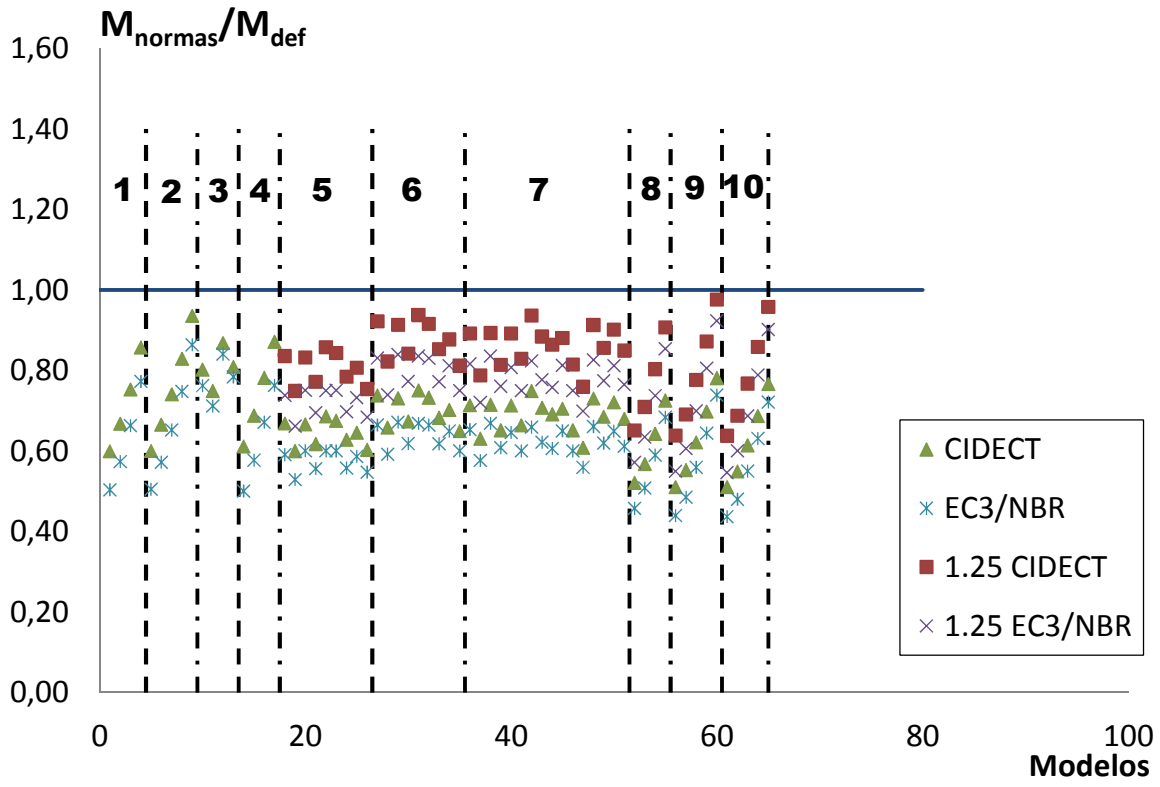


Figura 45 – Gráficos da razão entre valores dos momentos com o fator de correção.

Tabela 19 – Comparação de resultados – Rigidez da ligação.

Ligações		Rigidez		$C_{b,ip}/S_{j,ini}$
		$C_{b,ip}$	$S_{j,ini}$	
1	W 150 x 13,0 /φ168,3x5,0	449,38	2280,45	0,19706
2	W 150 x 13,0 /φ168,3x5,6	583,20	2636,27	0,22122
3	W 150 x 13,0 /φ168,3x6,3	764,66	3065,13	0,24947
4	W 150 x 13,0 /φ168,3x7,1	1006,65	3571,53	0,28185
5	W 200 x 15,0 / φ168,3x5,0	832,75	3241,33	0,25692
6	W 200 x 15,0 / φ168,3x5,6	1080,72	3738,90	0,28905
7	W 200 x 15,0 / φ168,3x6,3	1416,99	4313,71	0,32848
8	W 200 x 15,0 / φ168,3x7,1	1865,42	5013,20	0,37210
9	W 200 x 15,0 / φ168,3x8,0	2454,65	5856,54	0,41913
10	W 310 x 21,0 / φ219,1x10,0	5259,35	11319,57	0,46462
11	W 310 x 23,8 / φ219,1x10,0	5294,79	11939,48	0,44347
12	W 310 x 21,0 / φ219,1x11,0	6548,40	13029,93	0,50257
13	W 310 x 23,8 / φ219,1x11,0	6592,53	13668,89	0,48230
14	W 150 x 22,5 (H) / φ219,1x6,3	654,15	4609,77	0,14190
15	W 150 x 22,5 (H) / φ219,1x7,1	861,17	5293,81	0,16267
16	W 150 x 22,5 (H) / φ219,1x8,0	1133,18	6079,25	0,18640
17	W 150 x 22,5 (H) / φ273,0x10,0	1141,55	6693,97	0,17053
18	W 150 x 29,8 (H) / φ273,0x10,0	1185,70	7580,19	0,15642
19	W 150 x 37,1 (H) / φ273,0x10,0	1237,49	8509,75	0,14542
20	W 200 x 26,6 / φ273,0x10,0	1863,52	8728,32	0,21350
21	W 200 x 31,3 / φ273,0x10,0	1900,29	9335,34	0,20356
22	W 200 x 35,9 (H) / φ273,0x10,0	2133,85	11112,50	0,19202
23	W 250 x 32,7 / φ273,0x10,0	3213,12	12453,48	0,25801
24	W 250 x 38,5 / φ273,0x10,0	3284,71	13463,47	0,24397
25	W 360 x 32,9 / φ273,0x10,0	5230,73	15053,99	0,34746
26	W 360 x 39,0 / φ273,0x10,0	5327,80	16314,76	0,32656
27	W 150 x 29,8 (H) / φ273,0x11,0	1476,32	8539,89	0,17287
28	W 150 x 37,1 (H) / φ273,0x11,0	1540,79	9581,77	0,16080
29	W 200 x 26,6 / φ273,0x11,0	2320,26	9901,14	0,23434
30	W 200 x 31,3 / φ273,0x11,0	2366,05	10621,98	0,22275
31	W 200 x 35,9 (H) / φ273,0x11,0	2656,86	12524,66	0,21213
32	W 250 x 32,7 / φ273,0x11,0	1030,83	14034,16	0,07345
33	W 250 x 38,5 / φ273,0x11,0	4089,78	15233,11	0,26848
34	W 360 x 32,9 / φ273,0x11,0	6512,76	17216,27	0,37829
35	W 360 x 39,0 / φ273,0x11,0	6633,63	18610,77	0,35644
36	W 150 x 29,8 (H) / φ323,8x12,5	1337,85	8823,83	0,15162
37	W 150 x 37,1 (H) / φ323,8x12,5	1396,27	9884,75	0,14126
38	W 200 x 26,6 / φ323,8x12,5	2102,64	10504,89	0,20016
39	W 200 x 31,3 / φ323,8x12,5	2144,13	11227,29	0,19097
40	W 200 x 35,9 (H) / φ323,8x12,5	2407,66	12982,02	0,18546

41	W 200 x 41,7 (H) / φ323,8x12,5	2483,57	13938,08	0,17819
42	W 200 x 46,1 (H) / φ323,8x12,5	2999,53	17035,60	0,17607
43	W 200 x 52,0 (H) / φ323,8x12,5	3058,42	18013,22	0,16979
44	HP 200 x 53,0 (H) / φ323,8x12,5	3080,98	18522,23	0,16634
45	W 250 x 32,7 / φ323,8x12,5	3625,41	14900,35	0,24331
46	W 250 x 38,5 / φ323,8x12,5	3706,18	16103,71	0,23014
47	W 250 x 44,8 / φ323,8x12,5	3797,15	17206,67	0,22068
48	W 310 x 38,7 / φ323,8x12,5	5964,16	20605,04	0,28945
49	W 310 x 44,5 / φ323,8x12,5	6060,40	21872,94	0,27707
50	W 360 x 44,0 / φ323,8x12,5	8026,21	24938,98	0,32183
51	W 360 x 51,0 / φ323,8x12,5	8082,60	26209,22	0,30839
52	W 250 x 32,7 / φ355,6x10,0	1749,40	10621,52	0,16470
53	W 250 x 32,7 / φ355,6x11,0	2178,17	12077,90	0,18034
54	W 250 x 32,7 / φ355,6x12,5	2922,68	14288,66	0,20455
55	W 250 x 32,7 / φ355,6x14,2	3918,79	16951,05	0,23118
56	W 310 x 44,5 / φ355,6x10,0	2924,37	15580,88	0,18769
57	W 310 x 44,5 / φ355,6x11,0	3641,13	17698,10	0,20574
58	W 310 x 44,5 / φ355,6x12,5	4885,69	20849,27	0,23433
59	W 310 x 44,5 / φ355,6x14,2	6550,82	24647,00	0,26579
60	W 310 x 44,5 / φ355,6x16,0	8620,03	29060,46	0,29662
61	W 360 x 51,0 / φ355,6x10,0	3900,16	18780,62	0,20767
62	W 360 x 51,0 / φ355,6x11,0	4856,08	21147,94	0,22962
63	W 360 x 51,0 / φ355,6x12,5	6515,92	24871,64	0,26198
64	W 360 x 51,0 / φ355,6x14,2	8736,67	29483,22	0,29633
65	W 360 x 51,0 / φ355,6x16,0	11496,32	34852,28	0,32986

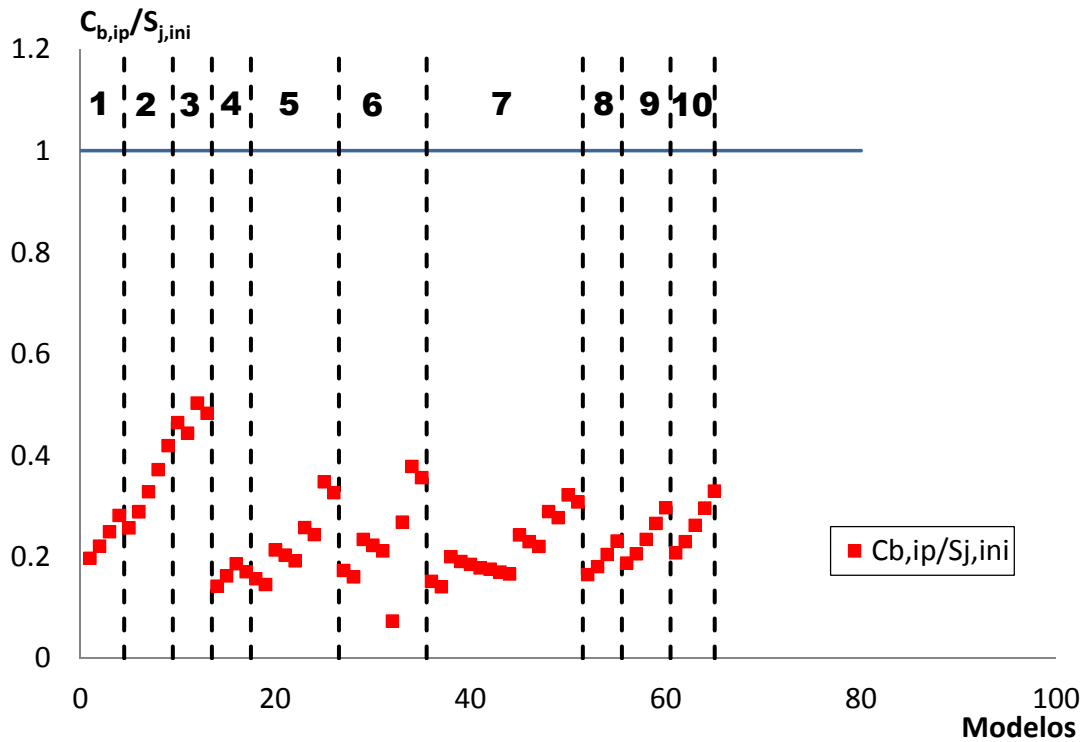


Figura 46 – Gráficos da razão entre a equação **Erro! Fonte de referência não encontrada.** e o método da inclinação.

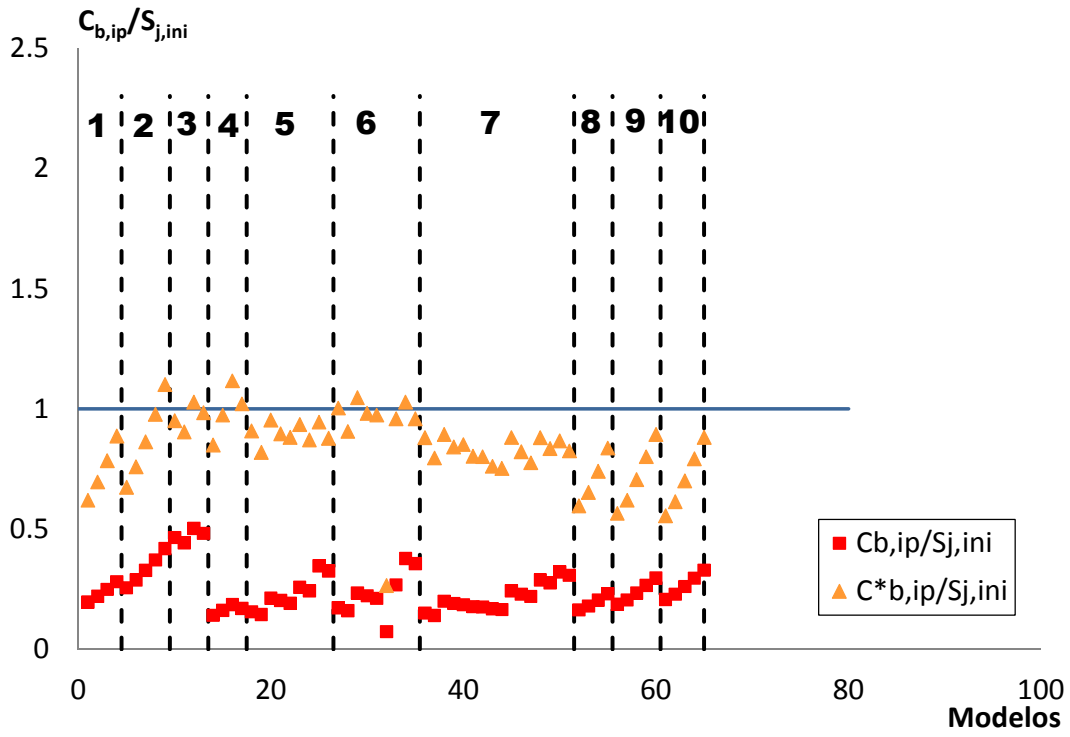


Figura 47 – Gráficos da razão entre a equação (57) ou (58) e o método da inclinação – Fator de correção.

A princípio foi proposto, tendo em vista as análises numéricas dos modelos em estudo, um fator de correção de $(L_b/h_1)^{0,60}$ para as ligações do grupo 1, 2 e 3 e para os demais $(L_b/h_1)^{0,95}$, ou seja, o comprimento da viga dividido pela altura da mesma. Achou-se importante considerar o comprimento da viga, uma vez que esta variável influencia na resistência à flexão que por sua vez interfere na rigidez inicial da ligação.

Na Figura 47 nota-se que os valores das razões ficaram mais próximos a 1, ou seja, o valor ideal. Portanto, em um primeiro instante será sugerida uma correção na equação (53) para ligação com duas chapas, multiplicando-se por $(L_b/h_1)^{0,60}$ as ligações dos grupos 1 a 3 e para os outros $(L_b/h_1)^{0,95}$, como mostra a equação (57) e (58), respectivamente.

$$C^*_{b,ip} = \left(0{,}5K\left(h_1 - t_{1,f}\right)^2\right)\left(\frac{L_b}{h_1}\right)^{0,60} \qquad (57)$$

$$C^*_{b,ip} = \left(0{,}5K\left(h_1 - t_{1,f}\right)^2\right)\left(\frac{L_b}{h_1}\right)^{0{,}95} \tag{58}$$

Conclui-se que a equação (53) pode ser reestudada com a sugestão das equações (57) e (58), mas deve ser feito um estudo de confiabilidade, conforme proposta para trabalhos futuros, para obtenção de melhores resultados.

5 CONCLUSÃO

Ao longo dos últimos anos, um incremento substancial do uso e aplicação dos perfis tubulares como elementos estruturais tem sido notado devido suas excelentes propriedades de resistência à compressão, torção e flexão nas diversas direções.

Este trabalho consistiu em analisar ligações tipo T entre perfis tubulares CHS para colunas e seção I ou H para vigas, conforme as recomendações sugeridas pelo EC3 [11], CIDECT [12] e a NBR 16239 [9]. Também apresentou o critério de deformação limite proposto por Lu *et al.* [13] e descrito por Choo *et al.* [14], o procedimento de classificação da ligação utilizando a curva momento *versus* rotação e o método da inclinação inicial para o cálculo da rigidez das ligações.

Para o dimensionamento de ligações tipo T entre perfis tubulares CHS para colunas e seção I ou H para vigas, foram apresentadas as equações propostas pelo EC3 [11], CIDECT [12] e a norma NBR 16239[9], este trabalho apresentou um estudo comparativo entre as normas citadas anteriormente referentes ao dimensionamento de ligações tipo T entre perfis CHS (coluna) e seção I ou H (viga).

O modelo numérico desenvolvido nesta dissertação foi calibrado com resultados experimentais realizados por Winkel [15] apresentando uma boa concordância com o mesmo e em termos de rigidez inicial, a ligação foi classificada como semirrígida. Após a calibração do modelo numérico, 65 ligações foram analisadas de forma a cobrir a gama de perfis CHS disponibilizados pela Vallourec [35] no Brasil para as colunas e para as vigas foi utilizado a tabela de bitolas com perfis estruturas Gerdau [36] e estas ligações foram divididas em 10 grupos.

Foi apresentado a distribuição de tensões de von Mises e a deformada da estrutura com uma ligação representando cada grupo que se encontra no anexo B. A ligação foi constituída de uma coluna em perfil CHS e uma viga em perfil I ou H para quatro níveis de carga aplicada na forma de deslocamentos sendo possível identificar os pontos de plastificação da estrutura na medida em que o carregamento é aplicado, com isso, pode ser observado que o estado limite último de plastificação da face superior da coluna está controlando o dimensionamento das ligações.

No grupo 1, grupo 2, grupo 4, grupo 8, grupo 9 e grupo10 pode-se notar que com o aumento da espessura da coluna houve um aumento da resistência da ligação, como esperado segundo as equações (4), (21) e (40), uma vez que este termo é elevado ao quadrado.

No grupo 3, observa-se que embora o β seja constante, por causa do diâmetro da coluna e da mesa da viga, com o aumento da altura da viga e da espessura da coluna também há aumento da resistência da ligação.

No grupo 5, grupo 6 e grupo 7 analisa-se que com o aumento da altura da seção transversal da viga há um acréscimo da binário resistente, que com isso aumenta o momento fletor resistente da ligação.

Comparando vigas iguais com mesma espessura de coluna, mas com diâmetros de colunas diferentes nota-se que com o aumento do diâmetro da coluna há um decréscimo da resistência permitindo maiores rotações.

Os resultados obtidos evidenciaram que o dimensionamento realizado através das equações propostas pelo EC3 [11], CIDECT [12] e a norma NBR 16239[9] forneceram valores compatíveis com os obtidos na análise numérica. Vale ressaltar que a validação destes resultados foi efetuada considerando-se o critério de deformação limite de 1%d_0 e 3% d_0, respectivamente, para deslocamentos para fora do plano da face superior da corda. Os valores de normas analisados estão muito conservativos, por isso, em um primeiro instante foi sugerido um fator de correção de 1,25, para as ligações a partir do grupo 5, baseado apenas nas análises numéricas. Embora as normas estejam a favor da segurança talvez seja preciso revisá-las em relação ao modo de falha da punção da parede da coluna, pois só as ligações que atenderam a equação (19) obedeceram este modo de falha pelo CIDECT [12] através da equação (28) mesmo utilizando somente o momento fletor resistente da ligação. Porém, nos modelos analisados através do programa Ansys versão 12.0 [10] pode-se notar que para todos os modelos representados, o dimensionamento da ligação foi controlado pela plastificação da face superior da coluna.

E por fim conclui-se que a rigidez da ligação calculada pela equação (53) está muito conservativa. Portanto, em um primeiro momento foi sugerido um fator de correção na equação (53), porém deve ser realizado um estudo de confiabilidade.

5.1 Sugestões para trabalhos futuros.

- Análise analítica, experimental e numérica de ligações entre vigas de perfil I ou H e colunas em perfis tubulares retangulares e circulares com outras combinações.
- Análise analítica, experimental e numérica de ligações entre vigas de perfil I ou H e colunas em perfis tubulares com esforço axial e momento fletor simultâneos aplicados na viga.
- Análise analítica, experimental e numérica de ligações entre vigas de perfil I ou H e colunas em perfis tubulares com esforço axial aplicado na coluna e momento fletor aplicado na viga.
- Análise analítica, experimental e numérica da rigidez de ligações entre vigas de perfil I ou H e colunas em perfis tubulares.
- Estudo de uma equação de rigidez para ligações entre vigas de perfil I ou H e colunas em perfis tubulares.

REFERÊNCIAS

[1] Portal Metálica. Ponte Helix: dupla estrutura de aço inoxidável em formato helicoidal. Cingapura. Disponível em <http://www.metalica.com.br/ponte-helix-dupla-estrutura-de-aco-inoxidavel-em-formato-helicoidal> Acesso em 12 de janeiro de 2014.

[2] LIMA, L. R. O. DE. Entrevista: Estruturas Metálicas – Soluções Economicamente Viáveis – o Papel da Universidade. Rio de Janeiro. UERJ. Criada em 12 de outubro de 2011. Disponível em: <http://www.eng.uerj.br/noticias/1318464992-Entrevista+Estruturas+Metalicas++Solucoes+Economicamente+Viaveis++o+Papel+da+Universidade> Acesso em 12 de janeiro de 2014.

[3] Metrô. Rio de janeiro. Disponível em <www.metrorio.com.br> Acesso em 12 de janeiro de 2014.

[4] 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, 2nd Edition, "Construction with Hollow Steel Sections series", Verlag TUV Rheinland, 2008.

[5] FIFA. Fédération Internacionale de Football Association. Disponível em: <http://pt.fifa.com> Acesso em 12 de janeiro de 2014.

[6] Portal da Copa. Site do Governo Federal Brasileiro sobre a Copa do Mundo da FIFA 2014. Disponível em: <http://www.copa2014.gov.br> Acesso em 12 de janeiro de 2014.

[7] TUPER S.A. Tabela Técnica de Produtos – Edição 2014.

[8] VALLOUREC & MANNESMANN TUBES. Structural Hollow Sections (MSH): circular, square and rectangular. Nominal dimensions, sectional properties and materials. Technical Information, 2010 Edition.

[9] ABNT NBR 16239:2013 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares.

[10] Ansys 12.0, ANSYS – Inc. Theory Reference, 2010.

[11] EUROCODE 3, prEN 1993-1-8: 2005. Design of steel structures: Part 1-8: Design of joints. CEN, European Committee for Standardisation, Brussels.

[12] 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.

[13] Lu, L.H., de Winkel, G.D., Yu, Y., Wardenier, J., Deformation limit for the ultimate strength of hollow section joints, 6th International Symposium on Tubular Structures, Melbourne, Australia, pp 341-347, 1994.

[14] Choo, Y. S., Qian, X. D., Liew, J. Y. R, Wardenier, J., 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.

[15] WINKEL, G. D. de,. The Static Strength of I-beam to circular Hollow section column connections. 1998 PhD. Thesis, Delft University of Tecnology, Delft, The Netherlands.

[16] NUNES, T. C. (2012). Análise de ligações metálicas soldadas entre pilar de seção RHS e viga de seção I. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas. Universidade Federal de Ouro Preto.

[17] REIS, S. L. F. (2011). Análise teórico-experimental de ligações metálicas soldadas entre coluna em perfil tubular circular e viga em perfil de seção transversal “I”. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas. Universidade Federal de Ouro Preto.

[18] WANG, Y. C., ELSAWAF, S., MANDAL, P., Numerical modelling of restrained structural subassemblies of steel beam and CFT columns connected using reverse channels in fire. Journal of Structural Engineering, pp 1217-1231, 2011.

[19] WANG, W., CHEN, Y., MENG, X., LEON, R. T., Behavior of thinck-walled CHS X-joints under cyclic out-of-plane bending. Journal of constructional steel research, pp 826-834, 2010.

[20] FREITAS, P. C. B. (2009). Análise Numérica de Ligações Metálicas Viga-Coluna com Coluna Tubular Circular. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

[21] KAYA, M., ARSLAN, A., S., Analytical modeling of post-tensioned precast beam-to-column connections. Journal materials and design, pp 3802-3811, 2009.

[22] CHRISTITSAS, A. D., PACHOUMIS, D. T., KALFAS, C. N., GALOUSSIS, E. G., FEM analysis of conventional and square bird-beak SHS joint subject to in-plane bending moment – experimental study. Journal of constructional steel research, pp 1361-1372, 2006.

[23] KUMAR, S. R. S., RAO D. V. P., RHS beam-to-column connection with web opening – experimental study and element modelling. Journal of constructional steel research, pp 739-746, 2005.

[24] CHUNG K. F., YU W. K., WONG, M. F., Analysis of bolted moment connections in cold-formed steel beam-column sub-frames. Journal of constructional steel research, pp 1332-1352, 2005.

[25] SHANMUGAM, N. E., TING, L. C., LEE, S. L., Behavior of I-beam to Box-column connections stiffened externally and subjected to fluctuating loads. Journal of constructional steel research, pp 129-148, 1991.

[26] WARDENIER, J.; PACKER, J. A.; ZHAO, X. –L.; VEGTE, G. J. van der. Hollow Sections in Structural Applications, CIDECT, 2a. Edição, 2010.

[27] EUROCODE 3, prEN 1993-1-1: 2003. Design of steel structures: Part 1-1: General rules and rules for buildings. Stage 49 Draft. CEN, European Committee for Standardisation, Brussels.

[28] KOSTESKI, N.; PACKER, J. A.; PUTHLI, R. S.; A Finite Element Method Based Yield Load Determination Procedure for Hollow Section Connections. Journal Constructional Steel Research, vol. 59, no. 4, pp. 427-559, 2003.

[29] ZHAO, X. L., 2000. Deformation limit and ultimate strength of welded T-joints in cold-formed RHS sections. Journal of Constructional Steel Research, vol. 53, p.149- 165.

[30] Cao, J.J. , Packer, J.A., Young, G.J., Yield line analysis of RHS connections with axial loads, J. Constructional Steel Research, vol. 48, nº 1, pp 1-25, 1998.

[31] Packer, J.A. Moment Connections between Rectangular Hollow Sections, Journal Constructional Steel Research 25, pp 63-81, 1993a

[32] Packer, J.A., Wardenier, J., Kurobane, Y., Dutta, D., Yeomans, N., Assemblages de sections creusesrectangulaires sous chargementstatique predominant, Série CIDECT "Construire avec des profiles creux", Verlag TUV Rheinland, Koln, 1993b.

[33] Notas de Aula. Ligações Estruturais em Aço e Mistas. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil PGECIV – Mestrado Acadêmico. Faculdade de Engenharia – FEN/UERJ. Professor Luciano Rodrigues Ornelas de Lima.

[34] Ftool – Two-Dimensional Frame Analysis Tool, versão educacional 2.12. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-Rio, Departamento de Engenharia Civil e Tecgraf/PUC-Rio – Grupo de Tecnologia em Computação Gráfica. Desenvolvido por Luiz Fernando Martha, fevereiro/2008.

[35] Tubos Estruturais, Seção Circular, Quadrada e Retangular. Vallourec Tubes. V do Brasil (Catálogo)

[36] Tabela de Bitolas. Perfis GERDAU AÇOMINAS