

**Pedro César de Barros Freitas**

**ANÁLISE NUMÉRICA DE LIGAÇÕES METÁLICAS VIGA-  
COLUNA COM COLUNA TUBULAR CIRCULAR**

**Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de  
São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte  
integrante dos requisitos para obtenção do título de  
Mestre em Engenharia de Estruturas.**

**Orientador: Roberto Martins Gonçalves**

São Carlos

2009



*Aos meus pais Samuel e Ana  
e irmãos Luciana e Neto.*



## Agradecimentos

Agradeço em primeiro lugar ao Deus Eterno. À minha estimada família, meus pais Samuel e Ana, e irmãos Luciana e Neto, por todo o apoio e sustento.

Ao Prof. Roberto Martins Gonçalves pela orientação na condução deste trabalho, pelo tempo dedicado, por todos os conselhos pessoais, e principalmente pela paciência e compreensão.

Ao amigo Willian Bessa por toda a sua contribuição e ajuda nos modelos numéricos, e pelos agradáveis momentos de amizade.

Ao querido amigo Rômulo Farias pela amizade conquistada ao longo de todos esses anos, a quem desejo toda felicidade e sucesso.

Ao amigo Saulo Almeida por todo o apoio e amizade. Que Deus continue te abençoando.

A todos os amigos que um dia fizeram parte da comunidade alagoana em São Carlos.

Ao amigo Calil pela ajuda nas correções e revisões do texto.

Ao amigo Gustavo Chodraui pela ajuda.

Aos bravos peladeiros de plantão por todos os memoráveis “rachas” realizados. E aos amigos do Curso de Mestrado, em especial ao Antônio, Fábio, Wanderson, Aquino, João César e Raimundo.

Aos queridos professores Aline Barbosa e João Barbirato por todo o apoio desde o início.



## RESUMO

FREITAS, P. C. B. (2009). **Análise Numérica de Ligações Metálicas Viga-Coluna Com Coluna Tubular Circular**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

As estruturas tubulares, muitas vezes, têm sua aplicação restrita a construções onde a concepção arquitetônica determina o seu uso, no entanto há algumas vantagens do ponto de vista estrutural que podem justificar a sua aplicação. A reduzida área exposta ao fogo e aos ambientes agressivos, boa resistência a compressão axial com baixa tendência ao desenvolvimento de instabilidades localizadas, são algumas das vantagens da utilização destas estruturas. O objetivo principal deste trabalho é analisar numericamente o comportamento da ligação entre viga de seção I com coluna tubular circular, para tanto são consideradas configurações usuais de ligação com anéis externos transversais e chapa de alma. É ainda objetivo trazer um panorama das estruturas tubulares em geral, com o desenvolvimento histórico das pesquisas, e principalmente estabelecer uma compilação dos procedimentos analíticos de cálculo e classificação apresentados pelas normas Eurocode 3 e ANSI/AISC. A análise numérica foi realizada por meio dos pacotes comerciais TRUEGRID® e ANSYS®, os quais aplicam o Método dos Elementos Finitos. Foram empregados modelos que consideram as características mecânicas do aço, como plastificação e encruamento, e ainda as não-linearidades geométricas e de contato. Os resultados numéricos apresentaram coerência razoável com os modelos analíticos normativos. Foi possível o conhecimento do comportamento  $M-\Phi$  (momento-rotação) das ligações, bem como a determinação dos parâmetros que caracterizam tal relação, como resistência, rigidez inicial e ductilidade. 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.

**Palavras-chave:** Estruturas tubulares; ligação viga-coluna.





## ABSTRACT

FREITAS, P. C. B. (2009). **Numerical Analysis of Steel Beam-to-Column Connection With Circular Hollow Section Column**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

The application of tubular structures is usually restricted to constructions on which the architectural conception demands them. However, there are also several structural advantages which justify their usage, such as a) reduced exposed area concerning fire and aggressive environments; b) high axial compression resistance; c) high local buckling resistance. The aim of this work is the numerical analysis on the behavior of the I beam-circular hollow column connection, usually constituted by an external ring with single plate. It is presented a general view about the researchers' development over the years on tubular structures focusing the compilation of the analytical design procedures and Eurocode 3 and ANSI/AISC classification as well. Finite Element Method softwares TRUEGRID and ANSYS are used for the numerical analysis in order to consider steel mechanical properties such as yielding, hardening and also geometric and contact nonlinearities. Numerical results present good agreement to codes' analytical models. Analysis lead to understanding the connection's moment-rotation behavior and some of its parameters such as resistance, initial stiffness and ductility. It is shown external rings significantly improve the semi-rigid connection's stress distribution at the column's face.

**Keywords:** Tubular Structures; Beam-to-Column Connections.



## ÍNDICE

<b>Capítulo 1 :</b> .....	<b>15</b>
1.1 Apresentação .....	15
1.2 Objetivos .....	19
1.3 Descrição dos Capítulos.....	20
<b>Capítulo 2 :</b> .....	<b>21</b>
2.1 Considerações Iniciais.....	21
2.2 Tipos de Ligações Tubulares.....	21
2.2.1 Ligações Soldadas Planas e Tridimensionais .....	22
2.2.2 Ligações Viga-Coluna .....	24
2.3 Evolução dos Estudos em Ligações Tubulares em Geral .....	28
2.4 Ligações entre Viga de Seção I e Coluna Tubular Circular .....	44
2.5 Comportamento Momento-Rotação .....	48
2.6 Classificação das Ligações Viga-Pilar.....	53
2.6.1 Classificação Segundo o Eurocode 3 (2003).....	54
2.6.2 Classificação Segundo ANSI/ AISC (2005) .....	56
2.6.3 Classificação Segundo Nethercot et al. (1998).....	60
2.7 Modos de Falha em Ligações Tubulares .....	67
<b>Capítulo 3 :</b> .....	<b>69</b>
3.1 Considerações Iniciais.....	69
3.2 Elementos Comprimidos .....	71
3.2.1 Procedimento Segundo Eurocode 3 (2003) .....	71
3.2.2 Procedimento Segundo o ANSI/ AISC - LRFD (2005).....	73
3.3 Ligações Viga-Pilar de Seções I ou H.....	75
3.3.1 Procedimento Segundo o Eurocode 3 (2003) .....	75
3.3.2 Procedimento Segundo o ANSI/ AISC - LRFD (2005).....	96
3.4 Ligações Entre Viga de Seção I e Coluna .....	102
3.4.1 Procedimento Segundo o Eurocode 3 (2003).....	102

3.4.2	Procedimento Segundo o ANSI/ AISC - LRFD (2005) .....	111
3.5	Comentários Finais .....	113
<b>Capítulo 4 :</b>	<b>.....</b>	<b>115</b>
4.1	Considerações Iniciais .....	115
4.2	Elementos Finitos Utilizados.....	116
4.2.1	Elemento Finito Sólido .....	116
4.2.2	Elemento Finito Unidimensional.....	117
4.2.3	Elementos de Contato.....	118
4.3	Construção da Malha de Elementos Finitos.....	120
4.4	Modelos Constitutivos dos Materiais .....	124
4.5	Condições de Contorno e Carregamento .....	126
4.5.1	Aplicação da Protensão nos Parafusos .....	127
4.5.2	Compressão Axial da Coluna.....	128
4.5.3	Carregamento na Viga.....	129
4.6	Solução Incremental-Iterativa .....	130
4.7	Considerações Finais .....	131
<b>Capítulo 5 :</b>	<b>.....</b>	<b>133</b>
5.1	Apresentação .....	133
5.2	Comparação Com o Experimento de Winkel <i>et al</i> (1993).....	134
5.3	Análise da Influência da Compressão Axial da Coluna no Comportamento da Ligação.....	137
5.4	Resultados Numéricos e Analíticos dos Modelos Propostos de Ligação Viga- Coluna.....	140
5.4.1	Comportamento $M-\Phi$ .....	140
5.4.2	Tensões Longitudinais na Alma da Viga.....	145
5.4.3	Evolução das Tensões de Von Mises na Coluna Tubular Circular .....	151
5.5	Classificação das Ligações Analisadas Numericamente.....	156
5.6	Considerações Finais .....	159
<b>Capítulo 6 :</b>	<b>.....</b>	<b>163</b>

6.1	Conclusões Gerais.....	163
6.2	Propostas Para Trabalhos Futuros .....	165
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>167</b>
	<b>Anexo A .....</b>	<b>173</b>



# Capítulo 1 : INTRODUÇÃO

---

## 1.1 Apresentação

Tradicionalmente, a utilização de elementos estruturais de aço em forma tubular circular na construção civil se restringe aos casos em que a concepção arquitetônica exige o uso desses elementos. Em outras palavras, o atrativo aspecto visual das estruturas tubulares é o fator que na maioria das vezes determina a sua aplicação.

De um ponto de vista mais geral, ou seja, extrapolando o âmbito da construção civil, a exigência arquitetônica de formas arredondadas não é o único fator que justifica o uso dessas estruturas. Um exemplo disto está na indústria do petróleo, onde o uso de elementos tubulares circulares nas estruturas *off-shore* reduz o efeito de forças hidrodinâmicas, além de oferecer menor área de pintura e ataque corrosivo.

Apesar de apresentar essas e outras características que podem ser interpretadas como vantagens, o aspecto visual ainda é o fator determinante quando o assunto é a utilização na construção civil. Assim as soluções arquitetônicas encontradas na aplicação desses elementos estruturais são das mais diversas, como pilares tubulares circulares (aqui denominados por colunas), treliças espaciais, vigas treliçadas, arcos, dentre outros.

Em edifícios, as colunas tubulares circulares são muito utilizadas, principalmente em áreas de vão livres e sem divisórias (como saguões e áreas abertas), o que realça a estética. A Figura 1.1 ilustra o uso de colunas tubulares circulares que fornecem sustentação para a cobertura metálica treliçada.

As estruturas tubulares em aço oferecem ainda a possibilidade de associação com o concreto, apresentando comportamento misto. A capacidade resistente de uma coluna tubular circular pode ser acrescida significativamente por meio do preenchimento deste

com concreto, aumentando a área da seção transversal e garantindo o confinamento do concreto no interior da coluna.

Atualmente esta possibilidade de associação entre esses dois materiais é bastante explorada em diversos países, principalmente aqueles sujeitos a ações sísmicas, exemplo do Japão. As estruturas mistas de aço e concreto apresentam bom comportamento frente às solicitações provenientes de tremores de terra.

No Brasil existem diversos exemplos da utilização de estruturas tubulares, muitos dos quais são considerados como verdadeiras obras de arte de engenharia. A Figura 1.2 traz fotos da praça de alimentação da Basílica de Aparecida. A estrutura é composta de uma cobertura em treliça tridimensional constituída por barras tubulares circulares. No meio encontra-se uma coluna central que serve de apoio para a coberta.



Figura 1.1 - Colunas de sustentação à estrutura treliçada em aço. Fonte: Revista Finestra (1999).





Figura 1.2 – Estrutura formada por elementos tubulares. Fonte: Revista Finestra (1998).

Apesar do crescimento e disseminação do uso das estruturas tubulares no Brasil, ainda há uma carência em pesquisas que forneçam ferramentas capazes de prever o comportamento desses elementos estruturais. Aliado a essa escassez, existe a complexidade envolvida na análise estrutural, principalmente em relação às ligações, o que contribui para a sub-exploração dessa modalidade de estruturas.

As ligações entre as barras de uma estrutura exercem grande influência no seu comportamento global. Tradicionalmente, a análise para determinação de esforços internos em estruturas formadas por pilares e vigas é feita idealizando a estrutura como sendo composta por barras retilíneas e de domínio unidimensional.

O encontro entre duas ou mais barras é caracterizado como uma ligação, ou nó. Geralmente o nó pode ser de três tipos: rígido, semi-rígido ou rotulado. O nó rígido é tal que a rotação relativa das extremidades das barras concorrentes é nula após a

deformação da estrutura. O nó rotulado é o caso inverso, ou seja, não oferece restrição à rotação relativa durante o processo de deformação. O nó semi-rígido apresenta comportamento intermediário entre os dois casos anteriores e é o que ocorre na maioria das ligações reais.

Em grande parte das estruturas, o comportamento do nó é uma incógnita na fase de projeto. A forma como o nó se deforma à medida que a estrutura é solicitada é um fenômeno difícil de ser quantificado, pois envolve complexidades como a não-linearidade física dos materiais, o surgimento de instabilidades localizadas e ainda as descontinuidades geométricas.

Alguns estudos foram feitos referentes à investigação do comportamento de ligações soldadas entre barras tubulares circulares, inclusive considerando fadiga e carregamentos cíclicos. Packer & Henderson (1996) apresentam procedimentos para o dimensionamento de ligações diversas entre perfis tubulares.

No entanto, nas ligações entre coluna tubular de seção circular e viga de seção tipo *I* (comuns em edifícios de múltiplos andares, Figura 1.3), as contribuições em pesquisas ainda são poucas, principalmente no Brasil.



Figura 1.3 - Ligação entre viga de seção tipo *I* e coluna. Fonte: Revista Finestra (2000).

## 1.2 Objetivos

O objetivo deste trabalho é a investigação teórica do comportamento de ligações entre coluna tubular de seção circular e viga de seção tipo *I*. Tal investigação será feita por meio do conhecimento do comportamento momento-rotação ( $M-\Phi$ ), e pela determinação dos parâmetros que o caracterizam. Esses últimos dizem respeito à resistência, rigidez e ductilidade da ligação.

O estudo é viabilizado por meio de modelagem numérica, via Método dos Elementos Finitos. Aliado à modelagem numérica, são feitos estudos analíticos com base nas formulações disponíveis em normas estrangeiras, como Eurocode 3 (2003) e ANSI/AISC (2005). Busca-se sempre manter um paralelo entre os resultados obtidos numericamente e analiticamente, com a finalidade de avaliar a formulação em questão.

As configurações de ligações escolhidas para estudos seguem cinco tipos, onde o diferencial consiste nas peças componentes como chapas de almas e anéis ou diafragmas externos. Para cada um desses cinco tipos de ligação serão variados o diâmetro da coluna e a altura das vigas. Tais variações visam investigar o comportamento  $M-\Phi$  sob diferentes relações entre a rigidez da viga e da coluna. Busca-se avaliar a eficácia dos anéis externos na distribuição das tensões exercidas pelas mesas da viga na coluna, aliviando a coluna.

A modelagem numérica é feita nos *softwares* TRUEGRID® e ANSYS®, responsáveis pela construção da malha de elementos finitos e análise estrutural, respectivamente. Nos modelos numéricos são consideradas ainda as não-linearidades física e geométrica, bem como as descontinuidades geométricas envolvidas (contato entre as partes). Para gerenciamento das equações analíticas, conta-se com a edição de uma planilha eletrônica para o cálculo das ligações.

É ainda objetivo deste trabalho apresentar uma compilação de pesquisas relacionadas às estruturas tubulares em aço no Brasil e no mundo. Para isso é feito levantamento bibliográfico abrangendo diversos estudos em ligações tubulares em geral, incluindo ligações viga-coluna e ligações soldadas entre barras tubulares.

### 1.3 Descrição dos Capítulos

O presente trabalho está dividido em seis capítulos, os quais procuram detalhar todas as etapas de desenvolvimento dos modelos numéricos, descrição dos procedimentos analíticos disponíveis e ainda todo o embasamento teórico necessário ao entendimento da pesquisa.

No capítulo 2, referente à revisão bibliográfica, é feita uma introdução geral sobre as ligações em estruturas metálicas tubulares. Neste capítulo é feita uma descrição histórica das pesquisas desenvolvidas ao longo dos anos. Além disso, são revisados conceitos importantes para o estudo das ligações, como o comportamento momento rotação e classificação das ligações.

No capítulo 3 é feita uma compilação dos procedimentos normativos relacionados à análise de ligação entre viga de seção tipo *I* e coluna tubular circular. São apresentados procedimentos do ANSI/AISC (2005), bem como o EUROCODE 3 (2003), incluindo o método das componentes. São discutidas as peculiaridades de cada procedimento, embora haja muitas semelhanças nas equações de resistência que dizem respeito a ações aplicadas nos tubos.

No capítulo 4 são apresentados os detalhes da modelagem numérica com todos os passos da análise. É feita a descrição dos elementos utilizados (incluindo os elementos e pares de contato), bem como o método de geração da malha de elementos finitos das partes (coluna, viga, chapas e parafusos). Neste capítulo são discutidos os modelos constitutivos adotados, e ainda as condições de contorno e carregamento.

O capítulo 5 apresenta os resultados obtidos na análise numérica e analítica. Nesta ocasião são discutidos os resultados buscando fazer sempre uma relação entre os resultados numéricos e analíticos, o que permite avaliar os procedimentos normativos vigentes nas normas disponíveis.

Por fim, no último capítulo são feitas as conclusões pertinentes ao trabalho desenvolvido.

# Capítulo 2 : REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

---

## 2.1 Considerações Iniciais

Neste capítulo serão discutidas as características e vantagens relativas ao uso das estruturas tubulares de uma maneira geral. A pesquisa bibliográfica feita não contempla somente o caso de ligações viga-coluna, mas também outros tipos de ligações tubulares.

Será apresentada uma visão geral do estado da arte das ligações envolvendo os perfis tubulares, bem como estudos encontrados na literatura sobre a aplicação de barras tubulares como elementos estruturais. Serão apresentados ainda os tipos de ligação entre barras tubulares e ligações entre barras tubulares e perfis de seção aberta envolvendo chapas auxiliares de ligação (ligação viga-coluna).

Alguns aspectos importantes sobre o comportamento das ligações envolvendo elementos tubulares merecem destaque. Será abordado o comportamento momento-rotação das ligações, pois além de informar como a ligação se deforma ao se incrementar a solicitação, fornece parâmetros necessários à classificação da ligação. Discute-se ainda, os modos de falha considerados pelas normas.

## 2.2 Tipos de Ligações Tubulares

Diversos são os tipos de ligação envolvendo barras tubulares. Serão apresentados e discutidos os tipos mais comuns de ligação, bem como os parâmetros e dimensões que as caracterizam.

Serão discutidas e apresentadas as ligações soldadas entre barras tubulares. Primeiramente as contidas num único plano, e na seqüência as ligações tridimensionais.

Finalmente, como é de interesse deste trabalho, serão apresentadas algumas configurações de ligações viga-coluna envolvendo coluna tubular e viga de seção aberta.

Desde já é importante esclarecer os termos utilizados neste texto. Dessa forma, entende-se por elemento principal ou de conexão a barra concorrente à ligação que absorve os esforços envolvidos. De maneira semelhante, entende-se por elemento conectado ou secundário a barra que está conectada ao elemento principal. Como exemplo considera-se uma ligação viga-coluna, a coluna é o elemento principal, enquanto que a viga é o secundário.

### 2.2.1 Ligações Soldadas Planas e Tridimensionais

Os tipos mais comuns de ligações soldadas planas são as conexões em *T*, *Y*, *X*, *K*, *N*. Além dessas, apesar de não ser muito comum, existem também as ligações *KT*, *DK* e *DY*. Essas ligações podem ser executadas tanto em perfis tubulares retangulares como em circulares. A Figura 2.1 ilustra essas ligações.

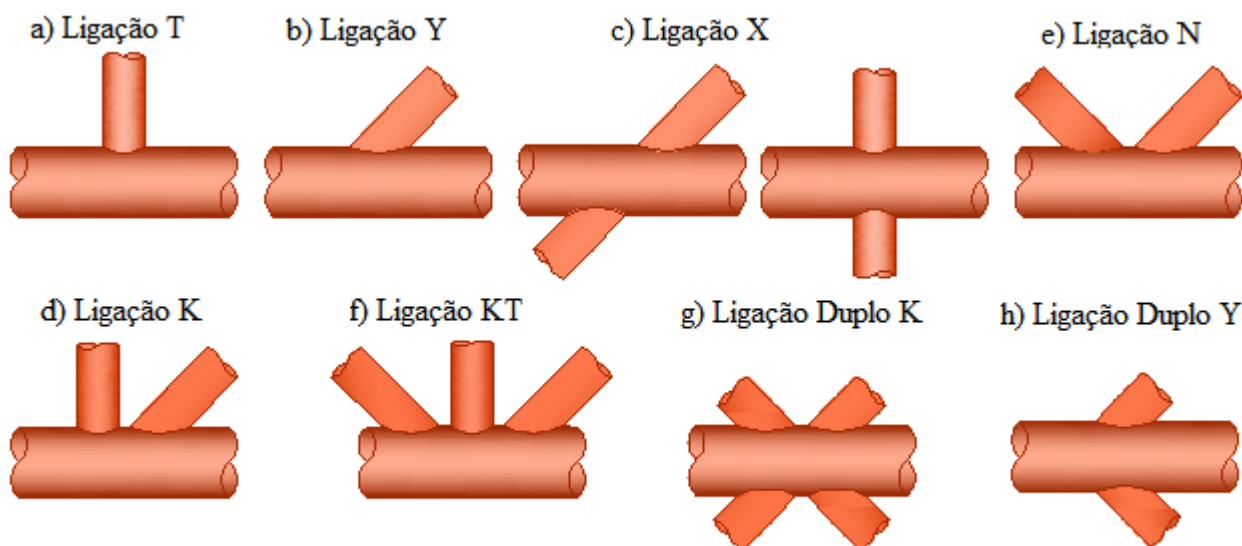


Figura 2.1 - Tipos de ligações planas.

Em ligações envolvendo mais de uma barra conectada na barra principal, existem parâmetros definidos pela literatura específica que ajudam a identificar a ligação e prever seu comportamento.

As ligações da Figura 2.2a e b são ditas “gap”, pois apresentam uma distância entre as faces externas adjacentes dos tubos, essa distância é designada pela variável  $g$ . Já as ligações da Figura 2.2c e d são chamadas “overlap” (parcial e total, respectivamente), devido ao fato de que os tubos conectados se sobrepõem.

Da mesma forma que a ligação *gap* apresenta o parâmetro  $g$  que quantifica a distância observada entre os tubos conectados, na ligação *overlap*, existe o coeficiente  $\lambda_{ov}$  (Equação (2.1)), que representa o percentual de sobreposição dos tubos conectados.

$$\lambda_{ov} = \left( \frac{q}{p} \right) 100\% \quad (2.1)$$

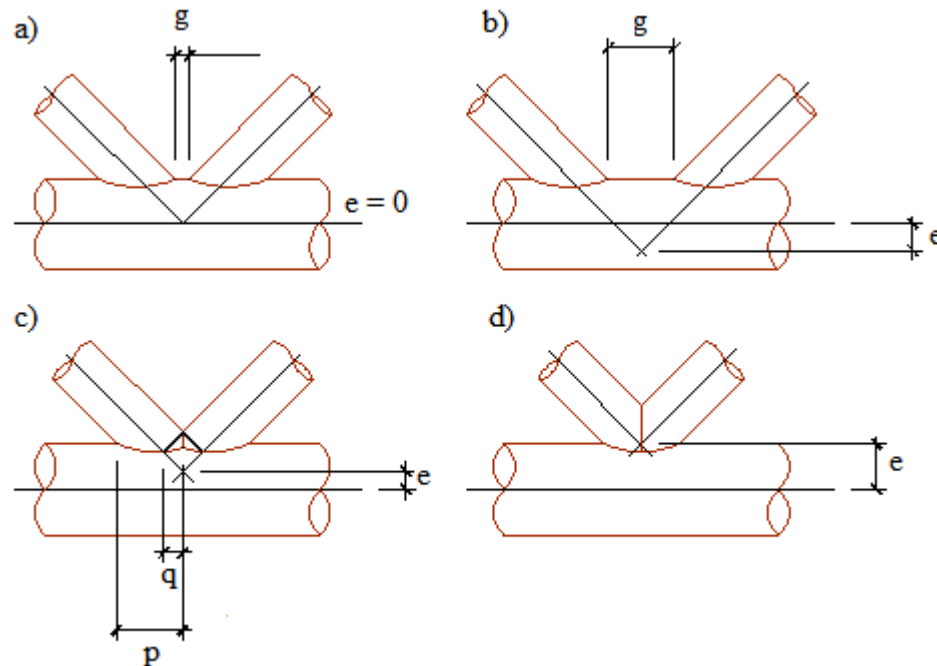


Figura 2.2 - Ligações “gap” e “overlap”: a) Ligação com “gap” e excentricidade nula; b) Ligação “gap” com excentricidade positiva; c) Ligação “overlap” parcial com excentricidade negativa; d) Ligação “overlap” total com excentricidade negativa.

As ligações tridimensionais podem se apresentar em diversas configurações. Entre as mais comuns estão as ligações *TT*, *XX* e *KK*. Essas ligações estão ilustradas na Figura 2.3 abaixo.

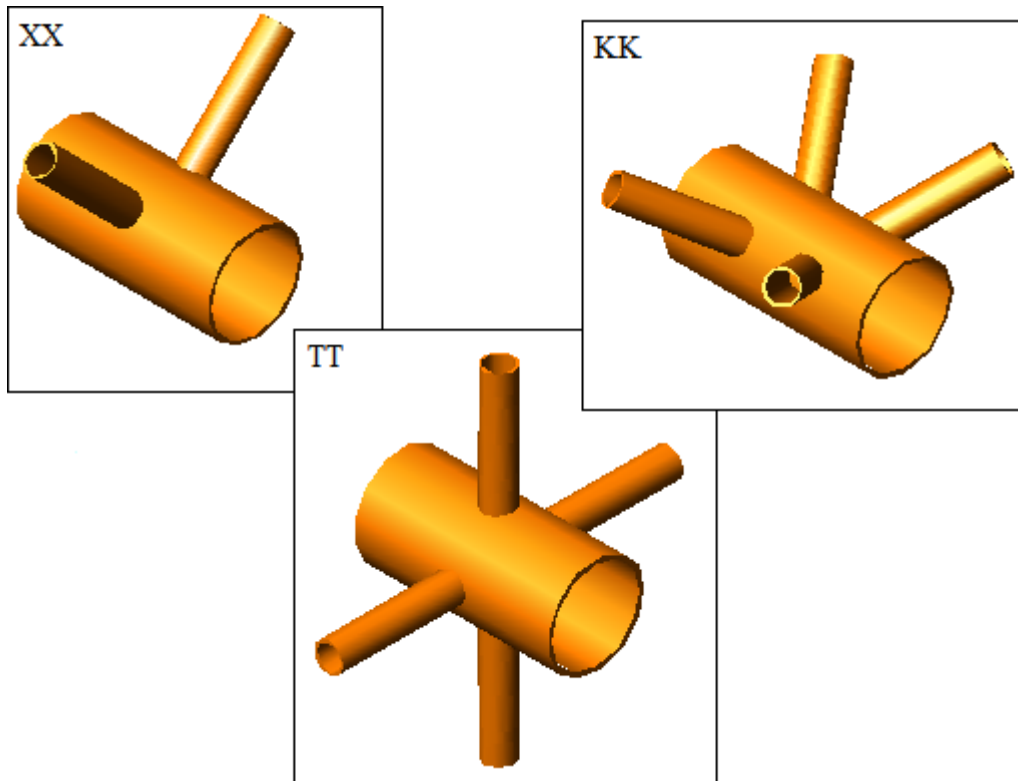


Figura 2.3 - Ligações tridimensionais soldadas envolvendo barras tubulares.

### 2.2.2 Ligações Viga-Coluna

De acordo com o objetivo deste trabalho, serão apresentados alguns tipos de ligação viga-coluna envolvendo colunas tubulares circulares e vigas de seção I. Nas ligações viga-coluna, é dada atenção especial aos elementos auxiliares, como a chapa simples, anéis transversais, enrijecedores, parafusos e soldas.



Uma das ligações que apresenta maior facilidade de execução é conhecida como ligação por chapa de alma, ou chapa simples (Figura 2.4). Essa ligação é caracterizada pela pequena capacidade de restringir as rotações da extremidade da viga, sendo incapaz de transmitir momentos significativos para a coluna.

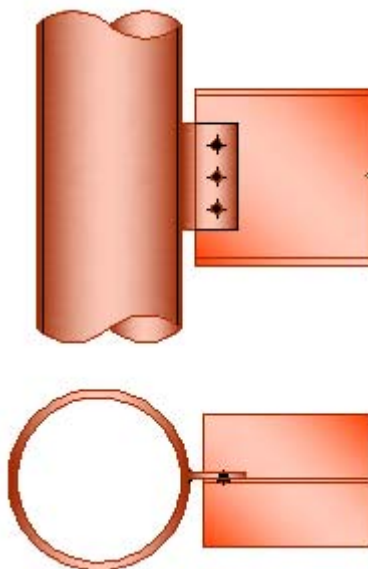


Figura 2.4 - Ligação viga-coluna com chapa simples.

Alternativamente à ligação da figura acima, existem ligações que são capazes de transmitir momento fletor significativo à coluna. Para que esta transferência seja possível é necessário que as mesas da viga estejam conectadas à coluna. Tal ligação pode ser feita por soldagem direta das mesas na coluna.

Outra possibilidade é o uso de diafragmas transversais externos, os quais são soldados na face da coluna e conectados às mesas por soldagem ou por meio de parafusos. É recomendado que os diafragmas externos tenham forma poligonal, o que é conveniente no caso de colunas internas que recebem vigas pelos quatros lados. A Figura 2.5 apresenta exemplos onde os diafragmas externos estão soldados e parafusados às mesas.

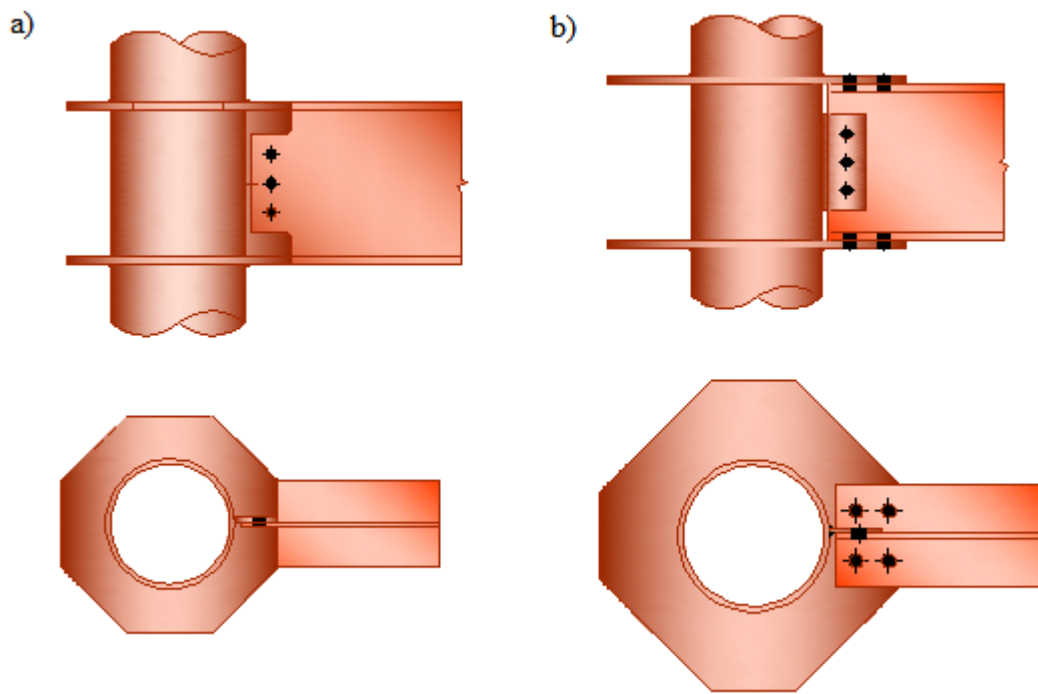


Figura 2.5 - Ligação viga-coluna com diafragmas transversais externos.

Há ainda a possibilidade de enrijecimento da ligação com a inclusão de enrijecedores soldados aos diafragmas externos. Tal configuração sugere um aumento da rigidez e resistência da ligação. A Figura 2.6 traz uma ligação com essas características.

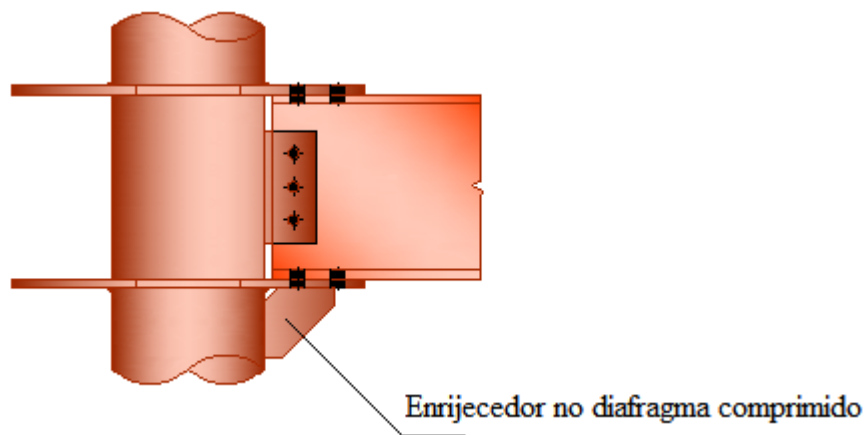


Figura 2.6 - Ligação viga-coluna com enrijecedor e ligação parafusada entre as mesas da viga e os diafragmas.

Os diafragmas externos podem ainda assumir a forma circular. Contudo na face onde o diafragma é conectado à viga deve haver uma regularização da superfície, conforme a Figura 2.7.

Os diafragmas externos podem desempenhar funções diferentes no comportamento da ligação. Eles podem ser os responsáveis pela transferência do momento fletor para a coluna, desde que estejam devidamente conectados às mesas da viga. Em último caso, se não estiverem ligados a viga, eles contribuem para melhor distribuir as tensões que a chapa simples exerce na coluna ao absorver o esforço cortante oriundo da viga, desde que esteja ligado à chapa simples.

Outro aspecto importante a ser ressaltado na utilização dos diafragmas é o aumento da rigidez da parede do tubo contra a ação de cargas concentradas aplicadas na direção perpendicular ao eixo da coluna na região em que se encontra o anel.

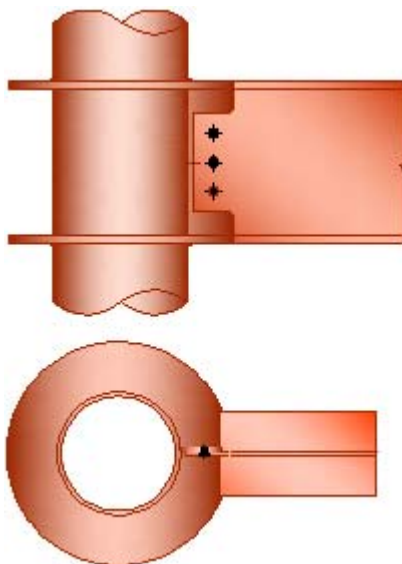


Figura 2.7 - Ligação viga-coluna com anéis externos circulares.

Estudos do comportamento da ligação viga-coluna tubular com anéis externos circulares foram realizados por Carvalho (2005), onde foram estudados os casos com a ligação entre os anéis e as mesas da viga e casos onde não há essa ligação. Neste trabalho foi comprovado o comportamento rígido esperado para a ligação da Figura 2.7.

### 2.3 Evolução dos Estudos em Ligações Tubulares em Geral

Há registros da fabricação dos primeiros perfis tubulares com aplicação estrutural, produzido em 1952 por Stewarts & Lloyd (British Steel Corporation) *apud* Packer (1979). Desde então, o uso desse elemento estrutural tem crescido consideravelmente. Contudo, conforme ilustra Szlendak (1991), somente três anos mais tarde foram executados os primeiros ensaios experimentais por Stewarts & Lloyd (1965) e Redwood (1965) *apud* Packer (1979).

Posteriormente, estudos experimentais e teóricos sobre elementos tubulares foram realizados na Sheffield University por Eastwood & Wood (1970) *apud* Packer (1979). O trabalho feito por Eastwood & Wood (1970) abrangeu ligações soldadas com tubos de seção quadrada e circular, resultando na tentativa de regulamentar normas de projeto de ligações com elementos tubulares quadrados e circular, ambos formados a quente. As recomendações feitas nesta ocasião foram rapidamente implementadas principalmente no Canadá.

Ainda na Sheffield University, nesse mesmo ano, Dasgupta (1970) *apud* Packer (1979) realizou estudos experimentais em treliças com ligações compostas por elementos tubulares circulares e quadrados. Em complementação aos estudos de Dasgupta (1970), a British Steel Corporation realizou estudos experimentais cujos resultados culminaram em curvas de resistência, chamadas “*Corby Curves*”.

Alguns anos mais tarde, os estudos feitos por Eastwood & Wood (1970) foram incluídos num manual de projeto em estados limites chamado: *Limit States Design Steel Manual*, do Instituto Canadense de Construção em Aço (CISC), em 1979.

Nos Países Baixos, um extensivo estudo experimental foi realizado pela TNO institute e pela Universidade de Delft, onde foram analisados a influência de vários parâmetros na resistência e comportamento da ligação. Além de publicado por Wardenier *et al.* (1976) *apud* Packer (1979), esses estudos culminaram num projeto de norma de regulamentação para a construção de estruturas tubulares.

Vale comentar ainda que, durante os anos setenta, houve um grande investimento em estudos com ligações envolvendo elementos tubulares. Muitos desses estudos foram coordenados pelo CIDECT (Comitê Internacional para o Desenvolvimento e Estudo de Construções Tubulares). Ainda durante esta década, na antiga Alemanha Ocidental, foram realizadas pesquisas experimentais em ligações com perfis tubulares, que deram embasamento para a elaboração da norma alemã.

No final dos anos setenta, Packer (1979) analisou numericamente ligações envolvendo elementos tubulares retangulares. Este trabalho consistiu na elaboração de um programa computacional capaz de determinar a capacidade das ligações em estudo por meio da previsão do modo de ruptura da ligação, podendo haver a interação entre mais de um modo de falha durante o processo de ruptura.

Na década seguinte, durante os anos oitenta, houve muitos estudos de ligações em perfis tubulares retangulares solicitados por momento fletor no plano da ligação. Szlendak (1991) cita alguns trabalhos como Szlendak & Bródka (1982), Mang & Bucak (1983) e Tabuchi *et al.* (1984).

Segundo Packer & Henderson (1996), uma nova formulação para determinação da capacidade de resistente de ligações de treliças foi publicada por Packer & Haleem (1981). A formulação proposta previa ligação de elementos tubulares circulares ou retangulares, no entanto o elemento principal devia ser retangular. Nesse mesmo ano, o International Institute of Welding, por meio de uma comissão, estabeleceu propostas de projeto segundo a filosofia dos estados limites, sendo revisada um ano mais tarde. Essas propostas de projeto tinham como fundamentação estudos experimentais e analíticos, e eram baseadas na observação dos modos de ruptura em conexões soldadas. No entanto, essas regulamentações foram consideradas complexas, o que levou a necessidade de publicações complementares.

Nos anos noventa vale destacar o trabalho publicado por Packer & Henderson (1992) *apud* Packer & Henderson (1996), sendo a segunda versão revisada publicada em 1996. Nesta ocasião Packer & Henderson (1996) apresentam o equacionamento para projeto de diversos tipos de ligação, dentre elas: ligações soldadas em treliças, ligações

não convencionais em treliças, ligações tridimensionais, ligações viga-coluna, dentre outras aplicações.

Segundo Packer & Henderson (1996), durante o período do início da década de setenta até 1992, houve um grande crescimento na contribuição dada ao estudo de conexões entre elementos tubulares. No entanto, maior atenção foi dada ao caso de solicitações estáticas, como momento fletor no plano da ligação e fora dele, bem como combinações entre momento fletor e esforço axial.

Somente a partir deste período foi dada maior atenção às ligações submetidas a solicitações periódicas, avaliando o efeito de fadiga nas ligações. Neste contexto, Wingerde *et al.* (1995) realizou um estudo onde coletou informações de diversas especificações normativas relacionadas ao projeto de ligações submetidas à fadiga. Neste trabalho são discutidos ainda os diversos métodos de análise do efeito da fadiga nas ligações, e por fim, são propostas recomendações normativas.

Em complementação ao estudo da ação da fadiga nas ligações em elementos tubulares, Wingerde *et al.* (1997) realizou estudos numéricos, via MEF, em ligações tipo *K* envolvendo barras tubulares retangulares, bem como apresentou métodos analíticos de análise. Da mesma maneira que no primeiro estudo, realizado em 1995, neste trabalho são propostas formulações e regulamentações normativas com o intuito de contribuir para a confecção de uma norma de projeto de ligações submetidas à fadiga coordenada pelo CIDECT.

Em se tratando de trabalhos recentes, merece destaque especial o trabalho feito por Carvalho (2005). Neste trabalho, o autor fez estudos numéricos de ligações viga-coluna com chapas simples e anéis externos, ou diafragmas externos, Figura 2.8. As análises numéricas realizadas via Método dos Elementos Finitos (MEF), consideraram o caso em que a mesa da viga está soldada ao anel e o caso em que não está. Foi comprovado o comportamento rígido da ligação obtido com a ligação das mesas nos anéis.



Figura 2.8 - Ligação viga-coluna com chapa simples e diafragmas externos. Fonte: Carvalho (2005).

Com o intuito de sintetizar a evolução das pesquisas com os elementos tubulares, a Tabela 2.1 a seguir, resume e mostra um panorama dos estudos citados, bem como apresenta o estado da arte em ligações com elementos tubulares.

Tabela 2.1 - Evolução das pesquisas em estruturas tubulares.

1952
Produção dos primeiros elementos tubulares com aplicação estrutural por Stewarts & Lloyd (British Steel Corporation). O que deu início ao crescimento da utilização desses elementos.
Stewarts & Lloyd (1965) e Redwood (1965)
Realizaram o primeiro estudo com elementos tubulares, por meio de ensaios experimentais.

Tabela 2.1 - Evolução das pesquisas em estruturas tubulares. Continuação.

<b>Eastwood &amp; Wood (1970)</b>
Fizeram estudos teóricos e experimentais de ligações soldadas envolvendo elementos tubulares retangulares e circulares. Os estudos realizados por Eastwood & Wood (1970) foram implementados em muitas recomendações normativas.
<b>Dasgupta (1970)</b>
Realizaram na Sheffield University estudos experimentais em treliças com ligações soldadas entre perfis tubulares retangulares e circulares. A British Steel Corporation complementou os estudos de Dasgupta (1970) e lançou curvas de resistência, chamadas “ <i>Corby Curves</i> ”.
<b>1970</b>
Em estudos complementares ao de Dasgupta (1970), a British Steel Corporation realizou testes experimentais e estabeleceu curvas de resistência conhecidas como “ <i>Corby Curves</i> ”.
<b>Wardenier <i>et al.</i> (1976)</b>
Publicou os resultados obtidos nos estudos realizados pela TNO institute e pela Universidade de Delft. Nesta ocasião foi analisada a influência de vários parâmetros na resistência e comportamento da ligação.
<b>1979</b>
Os estudos feitos por Eastwood & Wood (1970) serviram de fundamentação para o manual de projeto Limit States Design Steel Manual, do Instituto Canadense de Construção em Aço (CISC).



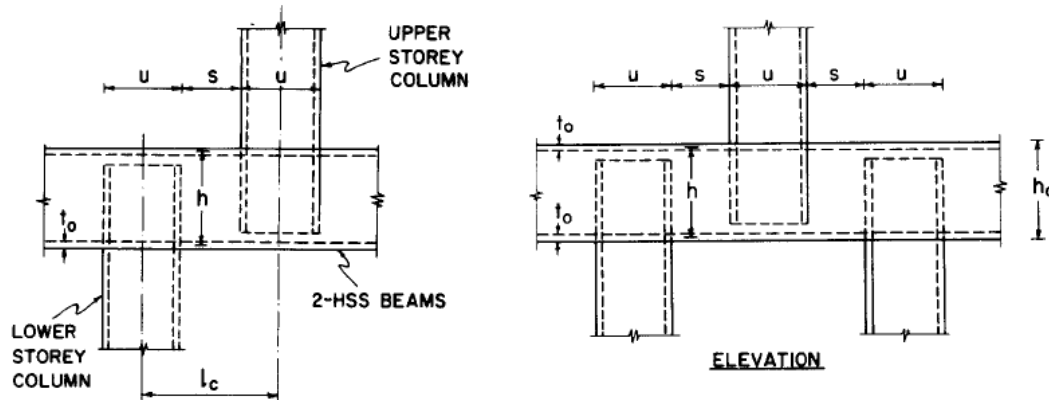
Tabela 2.1 - Evolução das pesquisas em estruturas tubulares. Continuação.

<b>Packer (1979)</b>
Realizou estudos numéricos com a finalidade de analisar a resistência última de ligações entre elementos tubulares retangulares, por meio de mecanismos plásticos. Para tanto, foi elaborado um programa computacional que prevê a ruptura da ligação segundo modos de falha esperados, ou combinação deles.
<b>Anos 80</b>
Houve grande desenvolvimento no estudo de ligações envolvendo tubos retangulares solicitados por momento fletor no plano da ligação. Szlendak & Bródka (1982), Mang & Bucak (1983) e Tabuchi <i>et al.</i> (1984), foram alguns dos autores que contribuíram para esse avanço.
<b>Packer &amp; Haleem (1981)</b>
Propuseram uma nova formulação para determinação da capacidade resistente de ligações de treliças. A formulação proposta previa ligação de elementos tubulares circulares ou retangulares, no entanto o elemento principal da ligação devia ser retangular.
<b>1981</b>
Nesse ano, o International Institute of Welding, estabeleceu uma comissão, para propor normas de regulamentação de projeto de ligações seguindo a abordagem dos estados limites. Porém, essas regulamentações foram consideradas de complexa aplicação nos projetos.

Tabela 2.1 - Evolução das pesquisas em estruturas tubulares. Continuação.

**Mitri & Korol (1984)**

Realizaram estudos experimentais e analíticos em ligações viga-pilar onde o eixo do pilar apresenta uma defasagem entre os trechos superior e inferior à ligação.



O programa experimental traz resultados de carga aplicada *vs* deformação de cisalhamento.

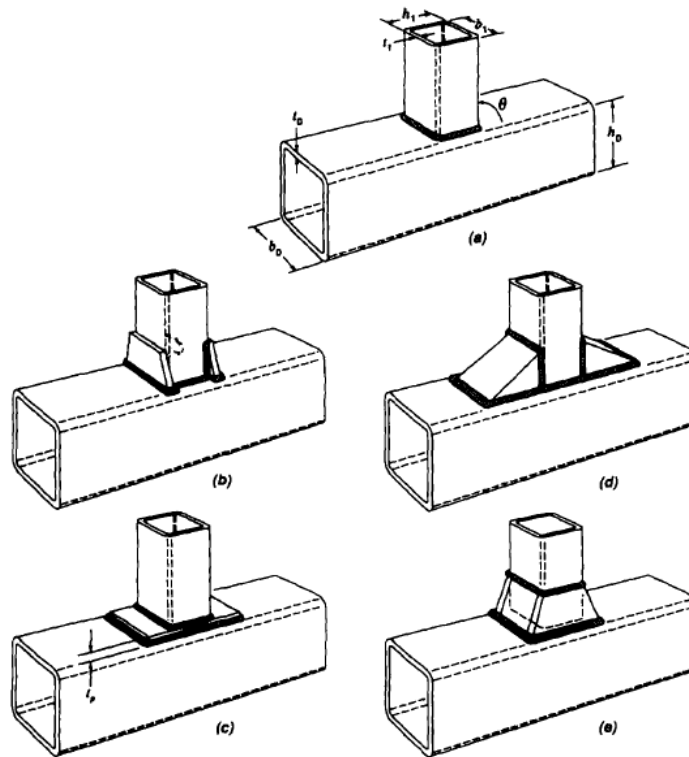
**Szlendak (1991)**

Fez estudos analíticos, onde propôs uma formulação para a determinação da carga última em ligações soldadas entre perfis tubulares retangulares. Na sua formulação o modo de falha previsto, o qual governa o processo de ruptura, é caracterizado pela deformação excessiva, no caso de ligações com baixa rigidez, e por fissuração, para o caso de ligações com alta rigidez.

Tabela 2.1 - Evolução das pesquisas em estruturas tubulares. Continuação.

**Packer (1993)**

Neste trabalho, o autor traz uma série de formulações para o dimensionamento de diversos tipos de ligações em elementos tubulares retangulares. Tal formulação tem como fundamentação o comportamento das ligações durante a ruptura.



Esse estudo abrange ligações submetidas a combinações entre momento fletor e esforço normal, bem como momento fletor fora do plano de conexão.

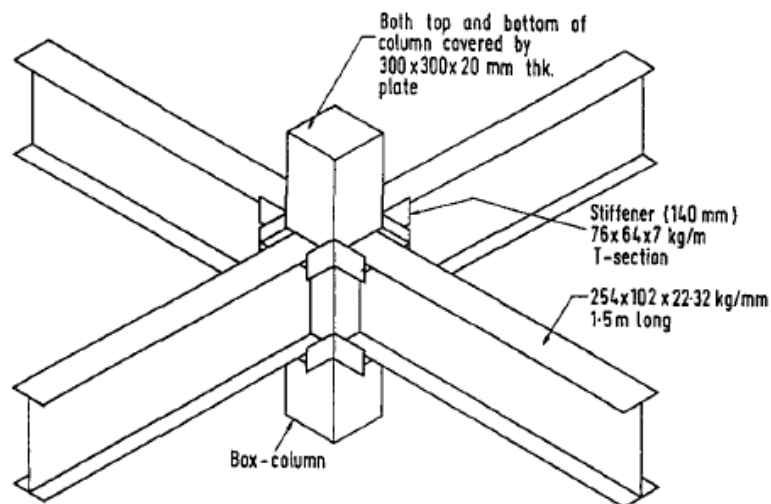
**Wingerde et al. (1995)**

Apresenta uma discussão sobre o dimensionamento de ligações entre elementos tubulares submetidos a cargas cíclicas, avaliando o efeito da fadiga no comportamento da ligação. Além do extenso estudo relativo aos métodos de análise e normas disponíveis, são sugeridas recomendações de projeto de ligações submetidas à fadiga.

Tabela 2.1 - Evolução das pesquisas em estruturas tubulares. Continuação.

**Shanmugam *et al.* (1995)**

Shanmugam *et al.* (1995) desenvolveu uma investigação sobre o comportamento último de resistência de ligações entre pilares tubulares quadrados e vigas I, com enrijecedores nas conexões das mesas das vigas com o tubo (figura abaixo). O estudo foi viabilizado por ensaios experimentais e por análises numéricas elasto-plásticas em elementos finitos.

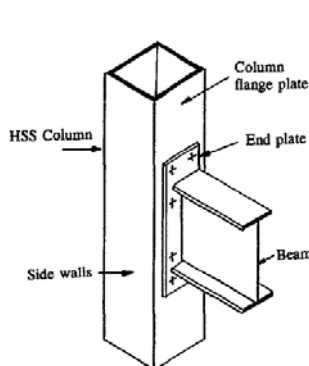


A configuração da ligação analisada por Shanmugam *et al.* (1995) é típica de pilar interno, pois este recebe vigas em faces opostas. Houve uma boa concordância entre as curvas momento-rotação experimentais e numéricas.

Tabela 2.1 - Evolução das pesquisas em estruturas tubulares. Continuação.

**Ghobarah *et al.* (1996)**

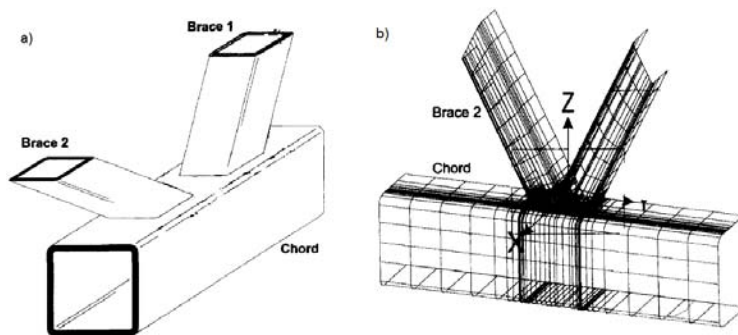
O trabalho realizado por Ghobarah *et al.* (1996) limita-se ao desenvolvimento de um modelo analítico para simular o comportamento de ligações viga-pilar tubular retangular com chapa de topo.



A análise do comportamento da ligação é feita em termos da determinação do diagrama momento-rotação. Tal relação momento-rotação foi idealizada seguindo um comportamento exponencial.

**Wingerde *et al.* (1997)**

Neste trabalho, Wingerde *et al.* (1997) realiza um estudo complementar ao que foi feito em publicação anterior (em 1995). Apresenta-se uma extensa discussão relativa aos métodos analíticos de análise do efeito da fadiga, bem como são propostas formulações para o projeto de ligações tipo K em tubos de seção quadrada sob fadiga.



Como ilustra a figura acima, além dos estudos analíticos, foram realizadas análises numéricas em elementos finitos.

Tabela 2.1 - Evolução das pesquisas em estruturas tubulares. Continuação.

<b>CAO <i>et al.</i> (1998)</b>
<p>CAO <i>et al.</i> (1998) concentra atenção especial nas ligações envolvendo tubos retangulares, onde o elemento principal aparece submetido a solicitações axiais. Neste trabalho o autor desenvolve uma formulação baseada nos mecanismos plásticos que se desenvolvem na ligação durante o processo de deformação.</p> <p>Segundo CAO <i>et al.</i> (1998), existe uma perda na resistência da ligação quando o elemento principal (elemento que absorve os momentos advindos da barras conectadas a ele) está submetido à solicitação axial. Neste caso há dois fatores que contribuem para essa perda de resistência. O primeiro deles é a plastificação da parede do elemento principal, que devido à solicitação axial, ocorre de maneira precoce em relação ao caso em que não existisse o esforço axial. O segundo deles é o surgimento de instabilidades geométricas locais, na região da ligação, que ocorre no caso de compressão do tubo.</p> <p>Os resultados são comparados com resultados obtidos por meio de modelagem computacional e testes experimentais.</p>
<b>Wingerde <i>et al.</i> (2001)</b>
<p>Dando seguimento as pesquisas relacionadas ao estudo da fadiga no comportamento de ligações com barras tubulares, Wingerde <i>et al.</i> (2001) traz uma compilação de formulações e gráficos auxiliares ao projeto de ligações envolvendo tubos submetidos à fadiga, em termos da determinação do fator de concentração de tensão (SCF). Em complementação ao trabalho anterior, neste trabalho, além de ligações com tubos retangulares, incluem-se ainda ligações com tubos circulares, bem como ligações tridimensionais. Tal formulação é baseada em análises numéricas das ligações, via MEF, e tem coerência com o observado nos testes em laboratório. Este trabalho foi destinado a contribuir com a elaboração de normas internacionais de regulamentação, tais como o CIDECT e o International Institute of Welding (IIW).</p>

Tabela 2.1 - Evolução das pesquisas em estruturas tubulares. Continuação.

<b>Araújo <i>et al</i> (2001)</b>
<p>No Brasil, estudos foram feitos por Araújo <i>et al</i> (2001), onde se procurou compilar diversos processos de concepção, fabricação e montagem de estruturas tubulares. Buscou-se comparar os diversos processos, bem como os custos envolvidos. O trabalho foi desenvolvido pelo Departamento de Estruturas da UNICAMP em parceria com a Vallourec &amp; Mannesmann do Brasil.</p>
<b>Requena <i>et al</i> (2001)</b>
<p>Ainda no Brasil, Requena <i>et al</i> (2001) desenvolveu um <i>software</i> para automatização do projeto de treliças metálicas planas constituídas por barras tubulares circulares. O programa computacional foi desenvolvido com base na norma brasileira NBR8800/86, e foi utilizada a linguagem <i>Object Pascal</i> (Programação Orientada a Objeto).</p> <p>O programa computacional apresenta interface gráfica com o usuário, a qual permite automatizar todas as etapas de projeto (geometria, carregamentos, análise estrutural, dimensionamento e detalhamento).</p>
<b>Santos <i>et al</i> (2002)</b>
<p>O trabalho de Santos <i>et al</i> (2002) consistiu no estudo do comportamento de ligação planas em barras tubulares de seção circular. Foi feito um levantamento bibliográfico dos procedimentos de dimensionamentos propostos por normas nacionais e internacionais. Por meio do equacionamento levantado e modelagem numérica via o MEF foi possível analisar o grau de segurança imposto pelas normas.</p> <p>O grau de segurança investigado mostrou ser satisfatório em casos onde as tensões internas produzidas pelo carregamento estão próximas da tensão de escoamento do aço. Em estágios de carregamentos mais elevados, o mesmo não ocorre.</p>

Tabela 2.1 - Evolução das pesquisas em estruturas tubulares. Continuação.

**Kosteski *et al.* (2003)**

Kosteski *et al.* (2003) propôs um modelo em elementos finitos com a finalidade de determinar a carga de plastificação de ligações entre chapas e perfis tubulares retangulares. Para isso, Kosteski *et al.* (2003) utilizou diagramas força-deslocamento de ligações e adotou um limite de deformação da parede do tubo de 3% da largura do tubo. Esse limite de deformação foi adotado com base em Lu *et al.* (1994), citado por Kosteski *et al.* (2003). Lu *et al.* (1994), estabeleceu o limite de deformação em 3% da largura do tubo, baseado em dados experimentais obtidos em diversos trabalhos, dentre eles está Yura *et al.* (1981) já citado anteriormente.

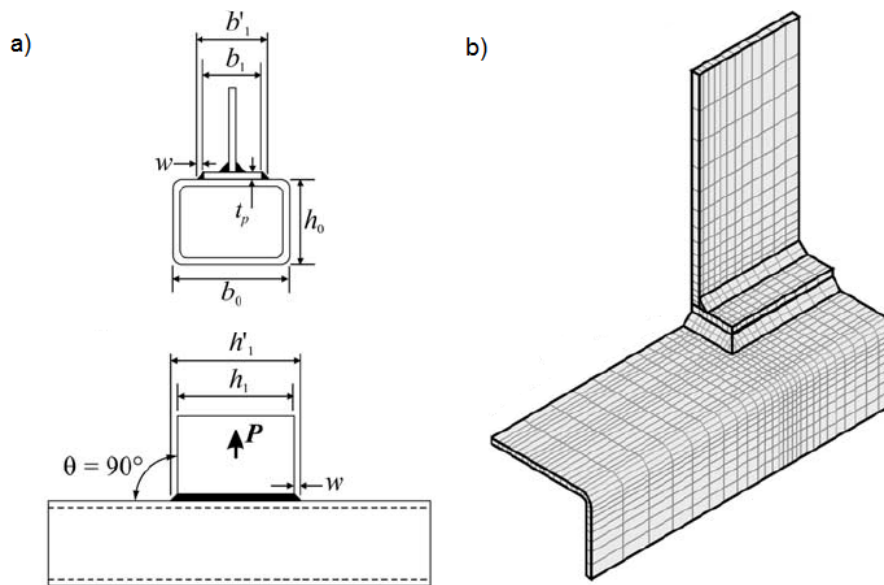
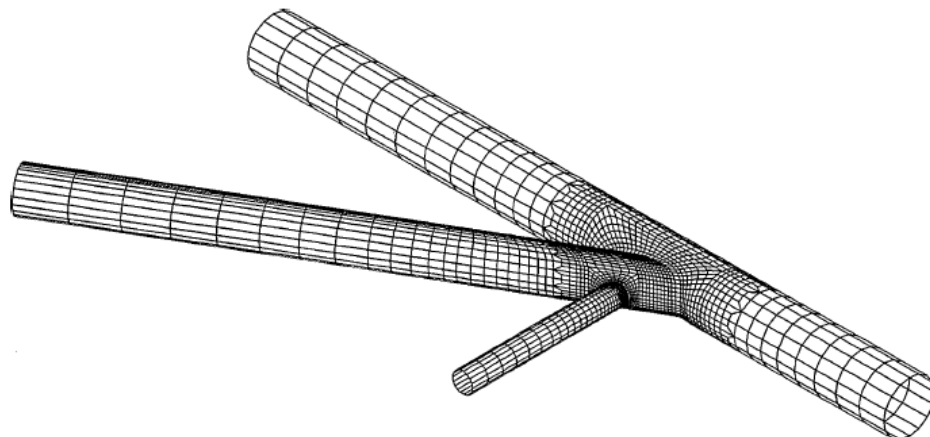
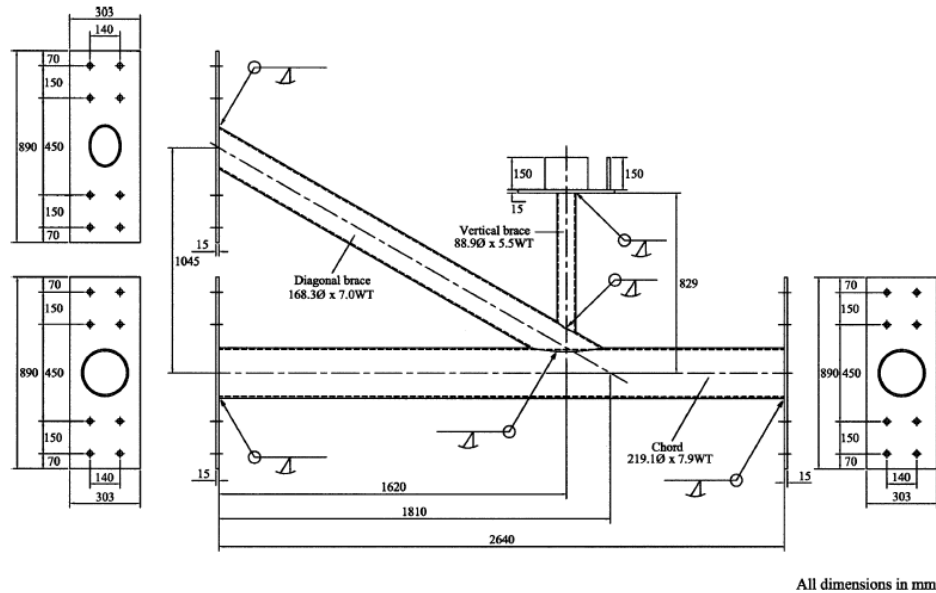




Tabela 2.1 - Evolução das pesquisas em estruturas tubulares. Continuação.

**Gho *et al.* (2005)**

Este trabalho consistiu na investigação de concentração de tensão e deformação em conexões com barras tubulares circulares submetidas à combinação de ações. Essa combinação foi composta de força axial e momentos fletores no plano da ligação e fora dele. Este estudo foi realizado por meio de ensaios experimentais seguidos de análises numéricas em elementos finitos. As figuras a seguir, ilustram o modelo experimental ensaiado por Gho *et al.* (2005) e o modelo numérico em elementos finitos, respectivamente.

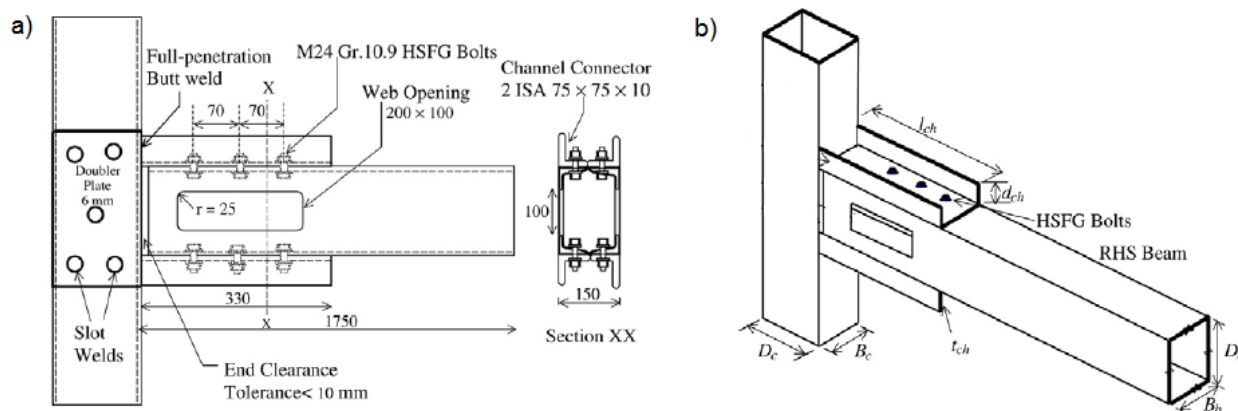


All dimensions in mm

Tabela 2.1 - Evolução das pesquisas em estruturas tubulares. Continuação.

**Kumar & Rao (2006) e Rao & Kumar (2006)**

Ainda em 2006, Kumar & Rao (2006) propuseram uma ligação viga-pilar, onde ambos os elementos são tubos retangulares. A ligação consiste de perfis *U* conectados à viga por meio de parafusos e soldados ao pilar. Esses perfis têm a função de transmitir os esforços oriundos da extremidade superior e inferior da viga.



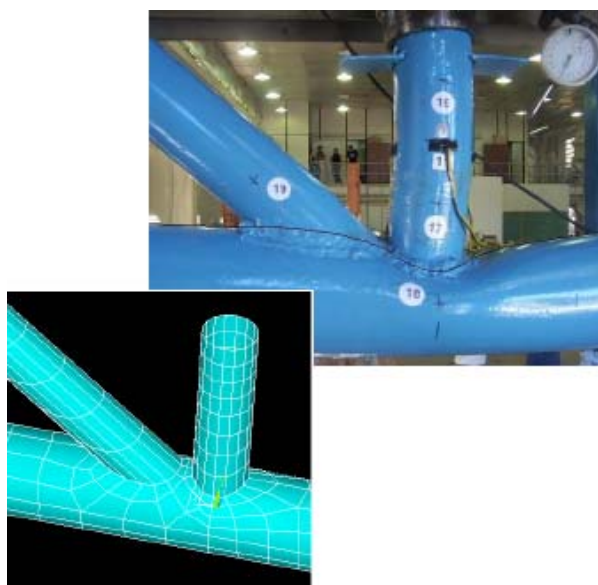
A abertura lateral na viga mostrada na figura acima tem a função de permitir a montagem da ligação, além de possibilitar a passagem de tubulação de serviço. Para análise do comportamento estrutural desta ligação Kumar & Rao (2006) fizeram estudos experimentais e numéricos, investigando dentre outras coisas o comportamento momento-rotação da ligação.

Em continuação a este trabalho e o tendo como base, Rao & Kumar (2006) realizaram uma análise paramétrica via elementos finitos. Essa análise serviu de fundamento para uma formulação de projeto proposta no trabalho.

Tabela 2.1 - Evolução das pesquisas em estruturas tubulares. Continuação.

**Vieira *et al* (2006)**

No Brasil, Vieira *et al* (2006) realizou estudos experimentais e numéricos em ligações planas *K* do tipo *gap*, ligação comum em treliças. O trabalho consistiu na comparação de resultados obtidos por formulações analíticas, análise experimental e numérica. A modelagem numérica foi feita via MEF, por meio do *software* ANSYS®. Utilizou-se elementos de casca, 4 nós por elementos.

**Packer *et al*. (2007)**

Neste trabalho, Packer *et al*. (2007) avalia a consistência da hipótese feita quando do cálculo de ligações soldadas, onde o elemento principal é um tubo retangular e o elemento conectado é circular. Tal hipótese é feita considerando que o tubo circular é representado por um retangular, situação na qual existem equações de projeto. Para avaliação desta hipótese Packer *et al*. (2007) conta com resultados publicados por diversos autores.

Packer *et al*. (2007) verificou que a consideração de um tubo retangular equivalente em substituição ao tubo circular é viável, com nível de segurança adequado, tanto no caso estático como sujeito a fadiga.

Tabela 2.1 - Evolução das pesquisas em estruturas tubulares. Continuação.

<b>Requena &amp; Santos (2007)</b>
<p>Em 2007 foi publicado no Brasil um trabalho que reúne formulações para o dimensionamento de ligações metálicas planas em barras tubulares circulares. O trabalho teve o objetivo suprir a necessidade de informações técnicas sobre o dimensionamento desses elementos. A iniciativa foi inspirada pela crescente utilização de estruturas tubulares no Brasil, além de disseminar ainda mais a prática dessa modalidade da estrutura metálica.</p> <p>O documento é dividido em três capítulos, onde o primeiro trata de ligações em treliças planas, o segundo é referente ao dimensionamento de ligações tubulares de flange, e no terceiro e último as ligações tubulares de base.</p>

## **2.4 Ligações entre Viga de Seção I e Coluna Tubular Circular**

O uso de estruturas tubulares muitas vezes se restringe a aplicação em estruturas *offshore*. No entanto, há algumas vantagens na utilização dessas estruturas na construção civil de uma forma geral. Um exemplo é o atrativo estético, o que justifica o uso destes elementos em obras civis.

Apesar das imposições arquitetônicas serem suficientes para justificar o uso dos elementos tubulares, o desconhecimento do comportamento estrutural dos mesmos ainda é uma barreira para a sua aplicação. Este fato é, em parte, resultado da falta de pesquisas visando o conhecimento dessas estruturas, principalmente no que diz respeito às ligações.

No caso específico de ligações entre viga de seção *I* e coluna tubular circular, ainda são poucas as pesquisas realizadas. Isto faz com que seu comportamento seja ainda uma incógnita, principalmente quando adicionados elementos auxiliares na ligação, como os anéis ou diafragmas externos.

No início dos anos noventa, Winkel *et al.* (1993) realizou um estudo numérico e experimental de ligações soldadas entre viga I e coluna tubular circular, tal ligação foi solicitada em planos diferentes, Figura 2.9. Os estudos visaram observar os parâmetros de rigidez e resistência das ligações, bem como analisar o comportamento momento-rotação depois de atingido o momento máximo.

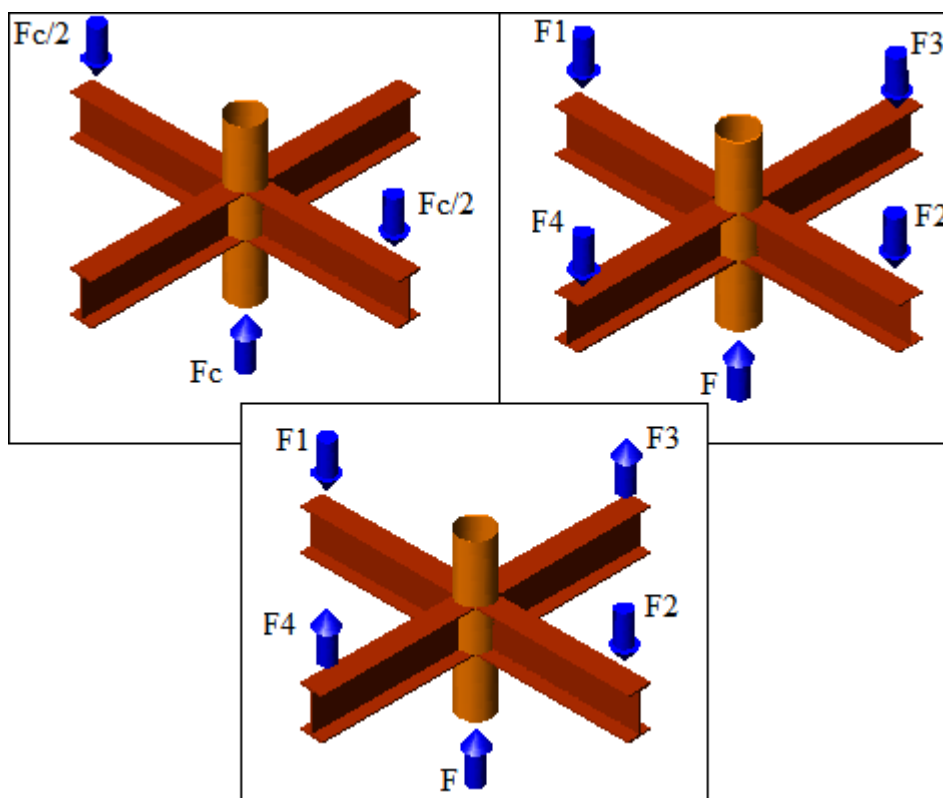


Figura 2.9 - Modelos estudados por Winkel *et al.* (1993). Fonte: Winkel *et al.* (1993).

Winkel *et al.* (1993) aplicou três combinações de carregamento diferentes a fim de avaliar o comportamento da ligação. Na combinação mais simples foi simulada a presença do “steel deck” na ligação, onde foi possível observar que a presença do mesmo acarretou num pequeno acréscimo de resistência e rigidez. Neste estudo foi constatada a influência dos momentos aplicados em planos perpendiculares no comportamento da ligação.

No Brasil, Carvalho (2005) realizou análises numéricas, por meio do Método dos Elementos Finitos, de ligações viga-coluna. A ligação estudada por Carvalho (2005) é conhecida como ligação por chapa simples (ou chapa de alma), pois a viga é ligada ao elemento de suporte por meio de uma chapa soldada na coluna. Além da chapa de ligação, o estudo abrangeu a análise da influência de anéis externos transversais no comportamento da ligação, sendo os anéis soldados nas mesas da viga ou não. A Figura 2.10 mostra o modelo numérico tridimensional desenvolvido por Carvalho (2005).



Figura 2.10 – Modelo numérico desenvolvido. Fonte: Carvalho (2005).

No trabalho realizado por Carvalho (2005) observou-se que o comportamento da ligação quando os anéis externos não se encontram soldados às mesas das vigas é semelhante ao caso de ligação somente por chapa simples. Em ambos os casos o comportamento da ligação se mostrou próximo ao caso de rótula, ou seja, a ligação apresentou comportamento de ligação flexível.

Em contrapartida no caso onde os anéis externos foram considerados soldados às mesas das vigas, houve aumento significativo da rigidez da ligação, fazendo com que a mesma seja encarada como uma ligação dita rígida.

Os anéis ou diafragmas externos, quando conectados nas mesas da viga, exercem influência significativa no comportamento da ligação. Em ligações viga-coluna interna com momentos balanceados, o diafragma é solicitado por forças simétricas resultantes

do binário produzido pelas mesas da viga. Tal solicitação é no plano do anel, onde o mesmo apresenta rigidez considerável.

O estado auto-equilibrado do diafragma sugere um alívio da parcela de carga destinada ao tubo, uma vez que a sua rigidez passa a ser incorporada á rigidez transversal da parede da coluna tubular. Percebe-se claramente que quanto maior for essa rigidez, maior é a capacidade dos diafragmas absorverem esses esforços, aliviando a coluna. A avaliação da eficácia deste mecanismo é um dos objetivos deste trabalho. A Figura 2.11 ilustra este fenômeno.

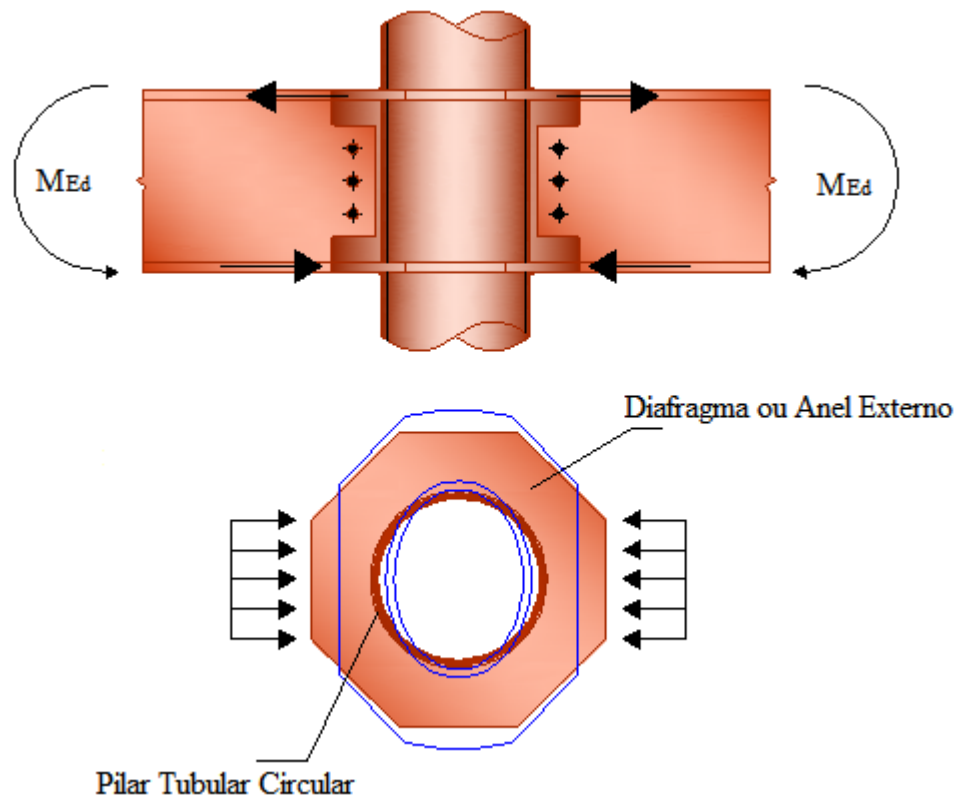


Figura 2.11 - Influência do diafragma externo no comportamento da ligação.

Nas ligações viga-coluna de extremidade, os diafragmas externos têm importância fundamental na distribuição circunferencial de tensões, o que não acontece em ligações onde as mesas são conectadas ao tubo somente na extensão de um arco projetado na sua parede. Um exemplo disto é a ligação onde a viga é diretamente

soldada na face da coluna, neste caso a área de transferência de tensões equivale ao arco definido pela projeção da mesa da face da coluna.

## 2.5 Comportamento Momento-Rotação

O conhecimento do comportamento estrutural de uma ligação passa pela determinação da relação momento-rotação (referenciada por  $M-\Phi$ ). A relação  $M-\Phi$  de uma ligação fornece parâmetros necessários para sua classificação, bem como a análise avançada da estrutura na qual a ligação está inserida, considerando seu comportamento não-linear.

De acordo com Jones *et al.* (1983), Wilson & Moore (1917) foram os pioneiros em investigar a flexibilidade das ligações. Segundo o mesmo autor, durante os anos trinta houveram muitos estudos realizados por pesquisadores britânicos, canadenses e norte-americanos. Esses estudos tiveram a finalidade de investigar o comportamento semi-rígido, obtendo assim dados para serem utilizados em projetos.

Em se tratando da investigação do comportamento  $M-\Phi$ , diversos trabalhos foram feitos durante os anos quarenta. Dentre ele vale citar Hechtman & Johnston (1947) *apud* Jones *et al.* (1983), onde investigou o comportamento  $M-\Phi$  de 47 ligações viga-pilar conectadas por meio de pinos.

De uma forma geral o diagrama  $M-\Phi$  pode ser determinado de diversas maneiras, como investigação experimental, modelos semi-empíricos, modelos teóricos ou simulação numérica. Os parâmetros básicos identificados no diagrama  $M-\Phi$  são: a rigidez inicial ( $K_i$ ), o momento de início de plastificação da ligação ( $M_y$ ) e o momento de plastificação total ou momento resistente ( $M_n$ ), a partir do qual é esgotada a capacidade resistente da ligação, Figura 2.12.



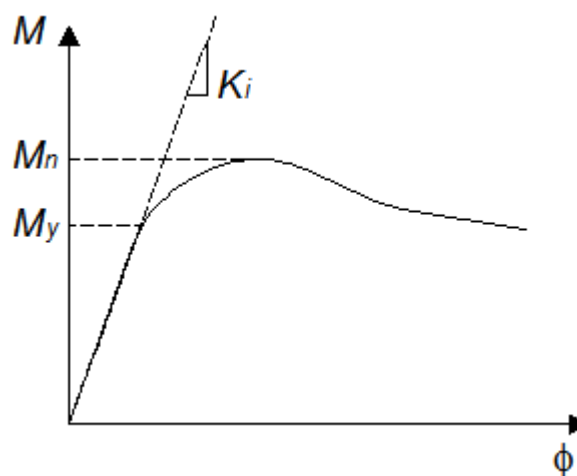


Figura 2.12 - Diagrama momento-rotação genérico.

O Eurocode 3 (2003) define como momento resistente ( $M_n$ ) o momento correspondente ao pico do diagrama  $M-\Phi$ . Nos casos em que o diagrama não apresenta ponto de máximo, o momento  $M_n$  é tomado como o correspondente à rotação de  $20mrad$ .

O comportamento  $M-\Phi$  exerce influência na distribuição global de esforços da estrutura. A magnitude de tal influência irá revelar a necessidade de considerar, ou não, o comportamento rotacional da ligação na análise global da estrutura. Neste contexto, a avaliação da influência da ligação deve ser tal que forneça parâmetros claros e confiáveis.

Apesar da não-linearidade inerente do comportamento  $M-\Phi$  da maioria das ligações, algumas simplificações são permitidas pelas normas. O Eurocode 3 (2003) abrange três tipos de análise: a análise linear, rígido-plástica e elasto-plástica. Na análise linear, o diagrama  $M-\Phi$  é definido por uma reta cujo coeficiente angular é a rigidez rotacional.

A rigidez rotacional da ligação pode ser adotada como a rigidez inicial, se o momento fletor solicitante não exceder  $2/3$  do momento resistente. Em todos os casos, o Eurocode 3 (2003) sugere a adoção da rigidez inicial reduzida por meio do parâmetro  $\eta$ , que depende do tipo de ligação e pode variar entre 2,0 e 3,5 (Tabela 2.2). A Figura 2.13 ilustra esse procedimento.

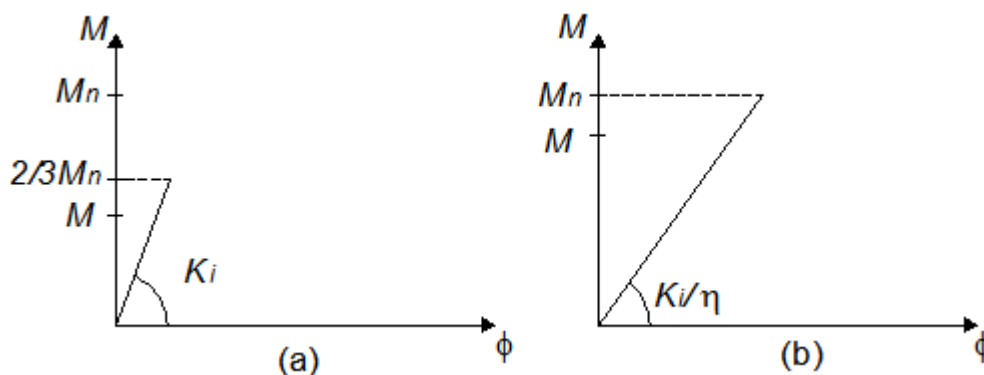


Figura 2.13 - Diagrama  $M-\Phi$  linearizado para análise elástica linear com rigidez inicial (a) e rigidez inicial penalizada (b).

Tabela 2.2 - Valores de  $\eta$  para as ligações previstas pelo Eurocode 3 (2003).

Tipo de ligação	Ligações Viga-Pilar	Outras ligações
Soldada	2	3
Parafusada com chapa de topo	2	3
Com cantoneira de mesa parafusada	2	3,5
Coluna com chapa de base	-	3

Numa análise considerando a plasticidade, como a análise rígido-plástica e elasto-plástica, o Eurocode 3 (2003) permite a adoção do diagrama bi-linear. Assim, para a análise elasto-plástica, a correção da rigidez da forma citada acima continua sendo válida neste caso. A Figura 2.14 a seguir traz um diagrama bi-linear para a representação da relação  $M-\Phi$ .

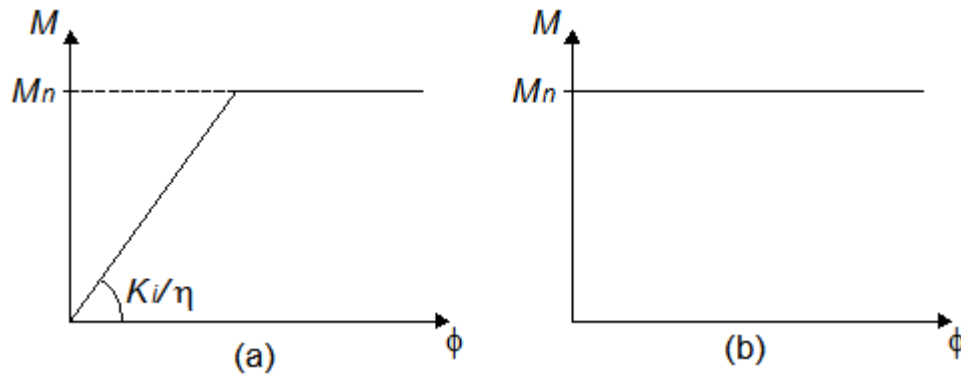


Figura 2.14 - Relação  $M-\Phi$  bi-linear para análise elasto-plástica (a) e rígido-plástica (b).

Além da utilização de diagramas bi-lineares, muitos autores adotam diagramas multilineares e ainda curvas analíticas e semi-analíticas, como curvas exponenciais e outras. Sommer (1969) *apud* Jones *et al.* (1983) foi pioneiro ao adotar curvas polinomiais para o ajuste de dados  $M-\Phi$  experimentais de ligações viga-pilar. Frye & Morris (1975) *apud* Jones *et al.* (1983) estendeu o trabalho de Sommer (1969), abrangendo a análise a outros tipos de ligações.

Um exemplo da adoção de diagramas multilineares foi dado por Moncarz & Gerstle (1981) ao considerar um diagrama tri-linear para simular o comportamento  $M-\varphi$  em ciclos de histereses.

Como exemplo da utilização de curvas, pode-se citar o trabalho de Kishi & Chen (1990). Onde o objetivo foi propor relações para a simulação do comportamento  $M-\varphi$  de ligações viga-pilar com cantoneiras de ligação. A relação proposta por Kishi & Chen (1990) é dada pela equação a seguir:

$$M(\theta_r) = \frac{R_{ki} \theta_r}{\left[ 1 + \left( \frac{\theta_r}{\theta_o} \right)^n \right]^{1/n}} \quad (2.2)$$

Onde:

$R_{ki}$  é a rigidez inicial da ligação, determinada analiticamente;

$$\theta_0 = M_u/R_{ki} ;$$

$M_u$  é o momento de plastificação total, determinado analiticamente;

$n$  é o fator de forma, determinado a partir de resultados experimentais.

Observa-se que o modelo de Kishi & Chen (1990) é semi-analítico, pois apesar da rigidez inicial e o momento resistente serem determinados analiticamente, o fator de forma  $n$  é determinado somente por meio de resultados experimentais, através de métodos de ajuste de dados.

Além de Kishi & Chen (1990), outros autores propuseram equações para o diagrama  $M-\varphi$ . Dentre eles vale citar Ghobarah *et al.* (1996) que, como já comentado anteriormente, adotou um diagrama  $M-\varphi$  seguindo uma curva exponencial, dada pela Equação (2.3). Neste trabalho o autor investigou o comportamento  $M-\varphi$  de ligações viga-pilar tubular retangular com chapa de topo.

$$M(\theta) = M_{pc} \left[ 1 - e^{-\frac{(K_i - K_p)\theta}{M_{pc}}} \right] + K_p \theta \quad (2.3)$$

onde:

$M_{pc}$  é o momento de plastificação total;

$K_i$  é a rigidez inicial da ligação;

$K_p$  é tomado como sendo 7% da rigidez inicial ( $K_i$ ).

Há atualmente um consenso da importância da consideração de ligações semi-rígidas no projeto de ligações. Isto é devido às claras vantagens que esta abordagem oferece, como a redução de momentos fletores de extremidade e também do meio do vão da viga, o que leva a um dimensionamento mais econômico.

Outro aspecto responsável por essa atual conscientização é a disponibilidade de programas computacionais e métodos numéricos capazes de sistematizar a análise, incluindo as não-linearidades envolvidas.

## 2.6 Classificação das Ligações Viga-Pilar

Devido aos diversos tipos de ligações existentes no campo das estruturas metálicas, o que se traduz em diferentes comportamentos estruturais, surgiu a necessidade de classificar as ligações quanto a sua rigidez, resistência e ductilidade. A correta classificação da ligação traz vantagens como a previsão do comportamento do nó, necessária na fase de análise do pórtico.

Tradicionalmente, no âmbito de projetos, as ligações são encaradas como idealizações, ou seja, a extremidade da barra que participa da ligação é dita perfeitamente rotulada ou perfeitamente engastada. No entanto, a estimativa de uma rigidez intermediária ao caso de rótula e engaste perfeito é cada vez mais importante, devido à necessidade de se conhecer com mais precisão o comportamento da estrutura. Dentro desse contexto, o conceito de ligação semi-rígida ganha importância.

As antigas idealizações de rótula e engaste perfeito passam a dar lugar as chamadas ligações flexíveis e ligações rígidas, respectivamente, que para tanto, considera-se intervalos com valores limites de rigidez ou resistência definidos, os quais tornam possível a classificação do tipo ligação.

Sendo assim, algumas propostas de classificação (segundo autores e normas internacionais) das ligações serão apresentadas:

- Eurocode 3 (2003);
- ANSI/AISC (2005);
- Nethercot *et al.* (1998);

### 2.6.1 Classificação Segundo o Eurocode 3 (2003)

Segundo o Eurocode 3 (2003), as ligações podem ser classificadas quanto à rigidez e quanto à resistência.

#### 2.6.1.1 Quanto à Rigidez

Uma ligação pode ser classificada, quanto à rigidez, em três categorias:

- Flexíveis: São as ligações capazes de transferir esforços internos sem que haja o desenvolvimento de momentos significativos na ligação. Esta ligação apresenta comportamento semelhante ao caso de rótula.
- Rígidas: São as ligações que apresentam rigidez rotacional suficiente capaz de justificar uma análise baseada na continuidade geométrica entre os elementos conectados, ou seja, considerando engastamento perfeito.
- Semi-Rígidas: São as ligações que não seguem os comportamentos descritos nas duas situações acima. As ligações semi-rígidas sugerem um determinado grau de interação entre os elementos baseado nas características  $M-\varphi$ . Elas devem ser capazes de transferir esforços internos, inclusive momentos fletores.

Como parâmetro de classificação quanto à rigidez, o Eurocode 3 (2002) adota a rigidez inicial da ligação ( $S_{j,ini}$ ). Dessa forma, definem-se os seguintes limites:

- $S_{j,ini} \geq k_b EI_b / L_b$ , ligação rígida;
  - $k_b = 8$ , no caso de pórticos onde o sistema de contraventamento reduz o deslocamento horizontal em até 20%;
  - $k_b = 25$ , nos demais casos, e com  $K_b/K_c \geq 1,0$  (se  $K_b/K_c < 1,0$ , a ligação é semi-rígida).

- $S_{j,ini} \leq 0,5EI_b / L_b$ , ligação flexível;
- $0,5EI_b / L_b < S_{j,ini} < k_b EI_b / L_b$ , ligação dita semi-rígida.

Onde:

$K_b$  - É o maior valor de  $I_b/L_b$  entre todos os elementos conectados;

$K_c$  - É o principal valor de  $I_c/L_c$  entre todos os elementos de suporte;

$I_b$  - Momento de inércia do elemento conectado;

$I_c$  - Momento de inércia do elemento de suporte;

$L_b$  - É o vão do elemento conectado, de centro a centro dos pilares (caso de ligação viga-pilar);

$L_c$  - É o comprimento do elemento de suporte;

### 2.6.1.2 Quanto à Resistência

Além da classificação quanto à rigidez, a norma europeia sugere ainda uma estrutura de classificação que diz respeito à resistência da ligação. Para isso, toma-se como critério de classificação, a comparação entre o momento resistente da ligação com o momento resistente dos elementos concorrentes, tomada na região do elemento adjacente à ligação. Sendo assim, as ligações podem ser classificadas como:

- Flexíveis: Ligações cujo momento resistente não ultrapassa 25% do momento de plastificação total necessário para classificar uma ligação como completamente resistente;
- Completamente resistente: Ligações que apresentam momento resistente maior do que os momentos resistentes dos elementos em conexão. No entanto devem-se observar os casos a seguir:

- Em ligações viga-pilar onde não há continuidade do pilar, como em pilares de topo de edificações, o momento resistente da ligação deve ser maior do que o momento de plastificação total da viga e do pilar.
- Em ligações viga-pilar onde há continuidade do pilar, como em ligações em pavimentos intermediários de edificações, o momento resistente deve ser maior do que o momento de plastificação total do pilar, e maior do que o dobro do momento de plastificação da viga.
- Parcialmente resistentes: São as ligações que apresentam momentos resistentes que não se classificam nas situações de ligações flexíveis e completamente resistentes.

### 2.6.2 Classificação Segundo ANSI/AISC (2005)

Quanto à rigidez, a norma americana ANSI/AISC (2005) classifica as ligações, primeiramente, em dois grandes grupos:

- Ligações simples: São as ligações que não transferem momentos significativos. Essas ligações devem ser capazes de acomodar toda a rotação relativa, incluindo as rotações inelásticas.
- Ligações a momento (moment connections): Ao contrário da primeira, as ligações são capazes de transmitir momento fletor não desprezíveis.

Dois tipos de ligações a momento (moment connection) podem ser identificados:

- FR (Fully-Restrained): A esta classe, pertencem as ligações que transferem momentos e que não apresentam rotação relativa significativa. Essas ligações devem ter rigidez suficientemente capaz de manter o ângulo entre os elementos concorrentes ao ser atingido os estados limites últimos. A análise de uma



estrutura composta por ligações do tipo *FR* deve ser feita considerando engastamento perfeito.

- *PR (Partially-Restrained)*: Nesta classe classificam-se as ligações que transmitem momentos, porém a rotação relativa entre os elementos concorrentes não é desprezível. A análise de uma estrutura composta por ligações classificadas como *PR* deve ser feita considerando as características  $M-\phi$ .

A devida classificação da ligação quanto ao seu comportamento estrutural possibilita, na etapa de análise global da estrutura, prever como deve ser encarada a modelagem do pórtico. Na fase de análise da estrutura de um modo global, a classe na qual a ligação se insere dará informações sobre como deve ser considerada a ligação no modelo estrutural: rótula, engaste ou ligação semi-rígida.

Com isso, uma ligação classificada como simples, conduz a consideração, na análise do modelo estrutural, de uma situação de livre rotação. Enquanto que uma ligação dita *FR (Fully-Restrained)*, sugere a adoção da condição de total restrição à rotação relativa.

Entretanto, muitas ligações apresentam comportamento de restrição parcial, *PR (Partially-Restrained)*, e neste caso a flexibilidade da conexão deve ser estimada e incorporada na análise estrutural do sistema. Para tanto, no caso do estado limite de utilização, onde a solicitação da ligação é pequena em relação a sua capacidade resistente, é usual utilizar molas com rigidez devidamente calibrada e comportamento linear.

Contudo, na maioria dos casos, é comum observar um comportamento não-linear, em termos da relação momento-curvatura, mesmo em baixos níveis de rotação. Isso demanda uma abordagem à luz de uma análise não-linear física da estrutura, o que requer o conhecimento do comportamento momento-curvatura da ligação, bem como uma análise iterativa e, portanto, bem mais trabalhosa.

O ANSI/AISC (2005) cita autores que fornecem relações momento-curvatura de diversas ligações, onde o processo de ruptura é comandado por um determinado modo

de falha da ligação. Para utilização de diagramas fornecidos pela literatura específica, é necessário que a ligação a ser estudada, ou projetada, se enquadre dentro do escopo no qual está inserido o estudo. Além disso, deve haver coerência entre os modos de falha observados no estudo e os modos de falha esperados.

Segundo o ANSI/AISC (2005) esse comportamento não-linear da ligação, que se pronuncia ainda em baixos níveis de solicitação, faz com que a rigidez inicial  $K_i$  não caracterize adequadamente a resposta da ligação ainda nos estados de utilização. É tomada então a rigidez secante  $K_s$  para melhor caracterizar o comportamento da ligação:

$$K_s = \frac{M_s}{\theta_s} \quad (2.4)$$

onde  $M_s$  e  $\theta_s$  são o momento e a rotação em um determinado nível de solicitação de utilização, respectivamente.

Para se classificar uma ligação é necessário haver parâmetros de comparação com os elementos concorrentes a ligação. Dessa forma, o ANSI/AISC (2005) considera as seguintes parâmetros:

$K_s$  - Rigidez secante da ligação;

$L$  - Comprimento da barra concorrente usada para comparação;

$EI$  - Rigidez a flexão da barra concorrente usada para comparação.

Com isso, definem-se os seguintes limites:

- Se  $K_s L / EI \geq 20$ , a ligação é dita de total restrição, *FR (Fully-Restrained)*;
- Se  $K_s L / EI \leq 2$ , então a ligação é classificada como simples.
- Se  $2 < K_s L / EI < 20$ , a ligação é classificada como de restrição parcial, *PR (Partially-Restrained)*.

A Figura 2.15 ilustra os limites de classificação estabelecidos pelo ANSI/AISC (2005).

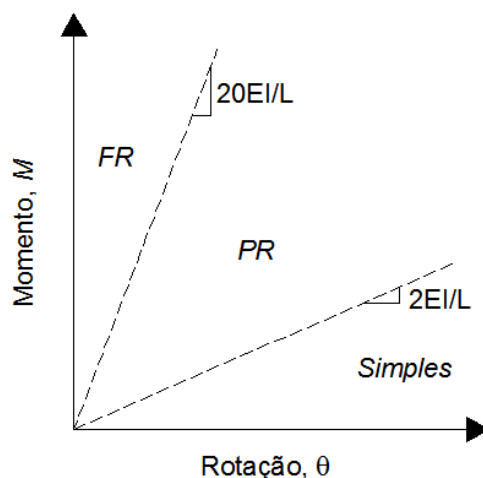


Figura 2.15 – Classificação das ligações quanto à rigidez, ANSI/AISC (2005).

Quanto à resistência das ligações, o ANSI/AISC (2005) define esta como sendo o momento equivalente ao pico do diagrama momento-curvatura, o que representa a manifestação de um estado limite. Entretanto, se o diagrama não apresentar máximo definido, então a resistência é admitida como o momento equivalente à rotação de 0,02 radianos.

A norma americana ressalta a relevância em definir um limite inferior em termos de resistência, abaixo do qual a conexão é considerada como simples (não transfere momento). Dessa forma, ligações que transferem menos que 20% do momento de plastificação total do elemento conectado, num nível de rotação de 0,02 radianos, são consideradas como ligações que não apresentam resistência à rotação para projeto.

Quanto à resistência e ductilidade da ligação, é importante comentar que, mesmo a ligação classificada como  $FR$ , esta pode apresentar momento resistente menor do que o momento de plastificação total do elemento conectado. Neste caso, a ductilidade do sistema é comandada pela plastificação da ligação.

Analogamente, uma ligação dita *PR* pode apresentar um momento resistente maior do que o momento de plastificação total da barra concorrente, nesse caso a ductilidade do sistema é comandado pela plastificação da barra concorrente.

No caso da resistência da ligação ser consideravelmente maior do que o momento de plastificação total do elemento conectado, a ligação pode ser considerada elástica. Por outro lado, se a resistência da ligação pouco excede o momento de plastificação total do elemento conectado, então a ligação sofre deformações plásticas iniciais antes do esgotamento da capacidade resistente do elemento conectado.

### 2.6.3 Classificação Segundo Nethercot et al. (1998)

De acordo com o comentado anteriormente, nas estruturas de classificação que tratam de forma separada os critérios quanto à rigidez e resistência das ligações, pode ocorrer o caso de uma ligação classificada como rígida apresentar momento resistente inferior ao momento de plastificação total dos elementos concorrentes, sendo assim classificada como parcialmente resistente.

Segundo Nethercot *et al.* (1998), esta situação pode causar ambigüidade na interpretação do comportamento da ligação pelos projetistas. Sob esta justificativa, os autores sugerem um sistema de classificação único, considerando os critérios de rigidez e resistência. Para isso, a análise da ligação é feita considerando o estado limite último e o estado limite de serviço.

Nethercot *et al.* (1998) classificam as ligações em quatro categorias: totalmente conectadas, parcialmente conectadas, ligações flexíveis e ligações não estruturais. Os critérios necessários à classificação estão descritos a seguir.

### 2.6.3.1 Classificação no Estado Limite Último

#### 2.6.3.1.1 Ligações Totalmente Conectadas

As ligações classificadas como totalmente conectadas devem ser tais que permitam uma análise de engastamento perfeito da estrutura. Dessa forma, o momento resistente da ligação deve ser no mínimo igual ao momento resistente do elemento conectado.

Quanto à rigidez, esta deve ser tal que permita à ligação desenvolver, no estado limite ultimo, o momento resistente. Segundo este critério, a mínima rigidez requerida é dada por:

$$K = \frac{38\alpha}{(2 + \alpha)} \frac{EI_b}{L_b} \quad (2.5)$$

onde:

$$\alpha = \frac{K_c}{EI_b / L_b} \quad (2.6)$$

$K_c$  é a soma da rigidez à rotação dos pilares em conexão;

$EI_b/L_b$  é a rigidez da viga;

#### 2.6.3.1.2 Ligações Flexíveis

De acordo com Nethercot *et al.* (1998), uma ligação é classificada como flexível quando seu momento resistente não ultrapassa 25% do momento calculado considerando engastamento perfeito. Quanto à rigidez o limite superior é dado pela Equação (2.7).

$$K = \frac{0.67\alpha}{(2 + \alpha)} \frac{EI_b}{L_b} \quad (2.7)$$

Além do critério de rigidez dado pela equação acima, Nethercot *et al.* (1998) define uma rotação mínima (Equação (2.8)) a partir da qual a ligação é dita como flexível.

$$\theta_{r, pin} = \left[ 0.344 + 0.561 \left( \frac{M_{d,b} - M_{y,b}}{M_{p,b} - M_{y,b}} \right)^2 \right] \frac{M_{d,b} L_b}{EI_b} \quad (2.8)$$

Onde:

$M_{d,b}$  é o momento solicitante de cálculo;

$M_{y,b}$  é o momento de início de plastificação da viga;

$M_{p,b}$  é o momento resistente da viga.

A Figura 2.16 a seguir mostra a variação dos limites de rigidez com o parâmetro de rigidez  $\alpha$ , que relaciona a rigidez rotacional dos elementos concorrentes na ligação.

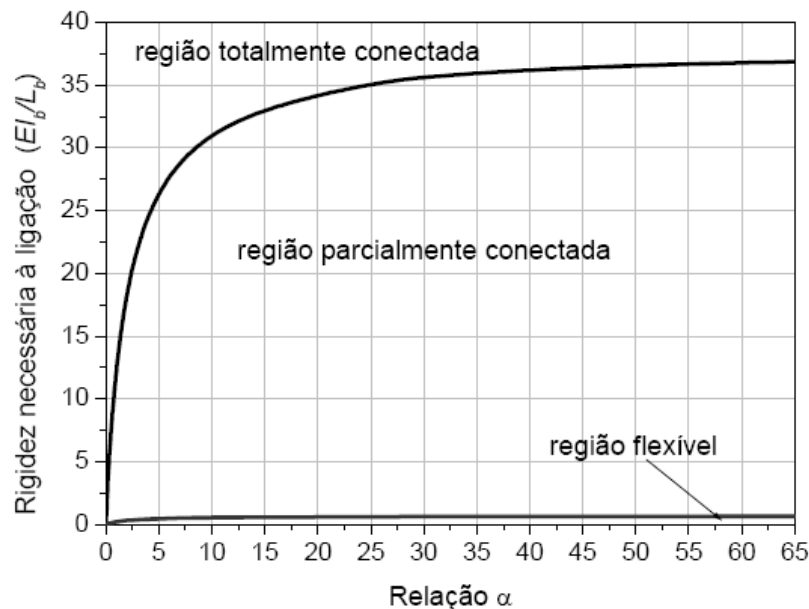


Figura 2.16 – Variação da rigidez requerida com o parâmetro  $\alpha$ . Estado limite último.

A figura acima deixa clara a influência que o parâmetro de rigidez exerce sobre os limites de rigidez. Nas ligações totalmente conectadas essa influência é mais intensa em baixos valores de  $a$ , que segundo Nethercot *et al.* (1998), são valores mais próximos dos casos práticos. Já para o limite definido na classificação de ligações flexíveis, essa influência se torna desprezível.

### 2.6.3.1.3 Ligações Parcialmente Conectadas

As ligações que não se enquadram nos critérios que definem as categorias de totalmente conectadas e ligações flexíveis podem ser classificadas como ligações parcialmente conectadas. No entanto, ligação classificadas nesta categoria devem ter capacidade rotacional adequada capaz de absorver um determinado grau de rotação e ao mesmo tempo desenvolver o momento resistente em solicitações últimas.

A Equação (2.9) fornece a rotação na qual uma ligação pode ser classificada como parcialmente conectada.

$$\theta_{r, pin} = \left[ 0.344 - 0.212 \frac{M_{d,c}}{M_{d,b}} + 0.561 \left( \frac{M_{d,b} - M_{y,b}}{M_{p,b} - M_{y,b}} \right)^2 \frac{1}{\sqrt{1 + M_{d,c} / M_{d,b}}} \right] \frac{M_{d,b} L_b}{EI_b} \quad (2.9)$$

Onde  $M_{d,c}$  é o momento negativo solicitante de cálculo da viga.

### 2.6.3.1.4 Ligações Não Estruturais

As ligações que não atendem os critérios definidos para as ligações totalmente conectadas e parcialmente conectadas e não atende à condição da Equação (2.8) devem ser classificadas como ligações não estruturais.

As ligações não estruturais apresentam baixa ductilidade e apresentam grande probabilidade de falha em níveis prematuros de solicitação. Ligações com estas características devem ser evitadas no projeto.

### 2.6.3.2 Classificação no Estado Limite de Serviço

Sabe-se que o estado limite de serviço diz respeito a solicitações em níveis inferiores aos níveis associados aos estados limites últimos, os quais levam a ligação ao esgotamento da sua capacidade resistente. Sendo assim, a classificação no estado limite de serviço é feito levando em conta somente a rigidez da ligação.

#### 2.6.3.2.1 Ligações Totalmente Conectadas

A rigidez necessária a uma ligação para que esta seja classificada como totalmente conectada deve ser tal que a deformação da viga seja similar ao caso de ligação perfeitamente engastada. Nethercot *et al.* (1998) definem o limite inferior da rigidez como sendo:

$$K = \frac{70\alpha^2 - 20\alpha}{20 + 12\alpha + \alpha^2} \frac{EI_b}{L_b} \quad (2.10)$$

#### 2.6.3.2.2 Ligações Flexíveis

A rigidez das ligações flexíveis deve ser tal que a deformação da viga seja aproximadamente igual à deformação obtida com a consideração de rotulação perfeita. A rigidez limite para que uma ligação seja tratada como flexível é dada pela Equação (2.11).



$$K = \frac{2\alpha}{7\alpha - 2} \frac{EI_b}{L_b} \quad (2.11)$$

A capacidade de rotação mínima necessária nesta categoria é definida por Nethercot *et al.* (1998), como sendo:

$$\theta_r = \frac{M_{d,b} L_b}{3EI_b} \quad (2.12)$$

### 2.6.3.2.3 Ligações Parcialmente Conectadas

Analogamente, a rigidez das ligações parcialmente conectadas deve ser tal que haja uma redução significativa das deflexões da viga comparada ao caso de rótula perfeita. Se a rigidez da ligação não atende aos critérios estabelecidos para as categorias de totalmente conectadas e flexíveis, a ligação é classificada como parcialmente conectada.

Da mesma forma como foi definida uma rotação requerida para a classe de ligações flexíveis, as ligações semi-rígidas devem atender o critério estabelecido pela Equação (2.13).

$$\theta_r = \frac{2 - R'}{6} \frac{M_{d,b} L_b}{EI_b} \quad (2.13)$$

Onde  $R'$  é a relação entre momento da ligação e o momento da viga no estado limite de serviço.

A figura a seguir ilustra a variação dos limites definidos por Nethercot *et al.* (1998) em função da variação do parâmetro de rigidez  $\alpha$ .

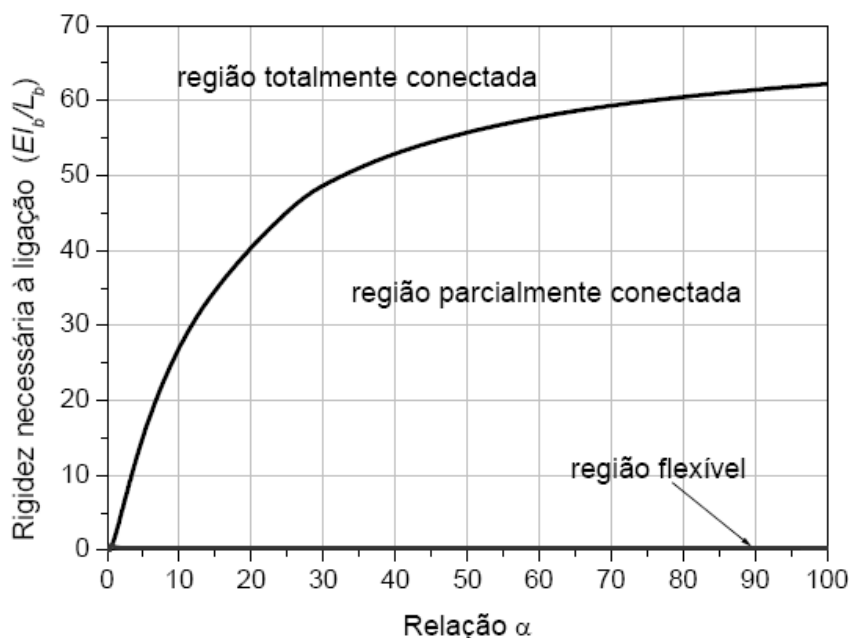


Figura 2.17 – Variação da rigidez requerida com o parâmetro  $\alpha$ . Estado limite de utilização.

Em resumo, percebem-se claramente as peculiaridades de cada estrutura de classificação. Foi mostrado que o sistema de classificação proposto pelo Eurocode 3 (2003) e pelo ANSI/AISC (2005) identificam dois critérios de classificação: quanto à rigidez e quanto à resistência.

No entanto, esse sistema de classificação, no qual a rigidez e a resistência são analisadas separadamente, pode apresentar contradições, em outras palavras, uma ligação classificada como semi-rígida pode apresentar resistência superior à resistência dos elementos conectados, e, portanto ser classificada como uma ligação completamente resistente.

Nethercot *et al.* (1998), observaram esse lapso e sugeriram um sistema de classificação unificado, onde a rigidez e a resistência são consideradas conjuntamente na definição dos critérios de classificação. Além da rigidez e resistência das ligações, Nethercot *et al.* (1998) define restrições de ductilidade necessária às classes de ligações flexíveis e parcialmente conectadas.

## 2.7 Modos de Falha em Ligações Tubulares

Ao longo dos anos, muitos estudos vem sido realizados por diversos pesquisadores, os quais evidenciaram os comportamentos particulares das ligações tubulares quando a mesma se encontra no limite de sua capacidade resistente. Wardenier & Stark (1978) *apud* Packer & Henderson (1996), foram alguns dos pesquisadores que dedicaram suas atenções ao comportamento de ligações tubulares.

O Eurocode 3 (2003) prevê seis modos de falhas respectivos a ligações envolvendo perfis tubulares, de tal forma que o dimensionamento de uma determinada ligação passa pela identificação do modo de falha no qual a mesma está submetida. Os modos apresentados pelo o Eurocode 3 (2003) são:

- a) **Plastificação do elemento principal** (“*Chord Face Failure*”): Onde a ruptura é caracterizada pela plastificação da parede do elemento principal, ou de sua seção;
- b) **Plastificação da parede lateral** (“*Side Wall Failure*”): Ocorre ruptura por plastificação, fraturamento ou instabilidade da parede lateral do elemento principal ou secundário;
- c) **Cisalhamento na seção do elemento principal** (“*Chord Shear Failure*”): A ruptura é manifestada por meio do cisalhamento do elemento principal;
- d) **Cisalhamento na parede do elemento principal** (“*Punching Shear*”): Onde as tensões de cisalhamento na região de ligação levam ao desligamento do elemento secundário ao principal por fissuração na parede do elemento principal;
- e) **Ruptura do elemento secundário** (“*Brace Failure*”): Modo de falha caracterizado pela ruptura por fraturamento do elemento secundário ou fraturamento na solda;
- f) **Ruptura por flambagem local** (“*Local Buckling*”): Flambagem local dos elementos na região de conexão.

Os modos acima apresentados são válidos numa perspectiva geral em ligações envolvendo estruturas tubulares. Especificamente, cada tipo de ligação apresenta

características e comportamento peculiares, logo há modos de falhas respectivos a cada tipo de ligação.

A Tabela 2.3 mostra os modos de falha observados em ligações entre barras tubulares circulares, retangulares e entre tubos e perfis I ou H. Maiores detalhes sobre os mecanismos de rupturas das ligações tubulares podem ser encontrados no Eurocode 3 (2003).

Tabela 2.3 – Modos de falha em ligações tubulares.

Modo	Lig. entre tubos circulares		Lig. entre tubos retangulares		Lig. entre I ou H e Tubo	
	Solic. Axial	M. Fletor	Solic. Axial	M. Fletor	Solic. Axial	M. Fletor
a	X	X	X	X	-	-
b	X	X	X	X	X	X
c	X	X	X	X	X	X
d	X	X	X	X	-	-
e	X	X	X	X	X	X
f	X	X	X	X	X	X

## Capítulo 3 :

# ASPECTOS NORMATIVOS

---

### 3.1 Considerações Iniciais

Do ponto de vista estrutural, as barras de seções tubulares circulares apresentam melhor desempenho quando solicitadas axialmente por ações de compressão em relação a elementos de seções abertas, fazendo com que esse elemento seja tradicionalmente aplicado na concepção dos pilares. A possibilidade de composição com concreto formando a coluna mista, caracteriza ainda outra vantagem estrutural. Nos casos de barras submetidas à flexão, a exemplo das vigas, as seções tipo I ou H apresentam formas geométricas mais adequadas.

Apesar das qualidades estruturais, na maioria dos casos, o aspecto visual é o fator decisivo na escolha de elementos tubulares para a construção civil. Tal imposição arquitetônica é devida ao atrativo estético das formas arredondadas que é possível obter com a aplicação das estruturas tubulares.

Frente às possibilidades estéticas e estruturais da aplicação de seções tubulares circulares em elementos comprimidos, é cada vez maior o número de estruturas formadas por colunas tubulares circulares e as tradicionais vigas de seção I. Essa combinação requer o conhecimento do comportamento da ligação entre os dois elementos, o que é essencial para a análise global da estrutura.

O conhecimento do comportamento da ligação passa pela determinação dos parâmetros que caracterizam a relação momento-rotação ( $M-\Phi$ ). Este diagrama permite a interpretação prévia do comportamento local da ligação que deve ser considerado na fase de análise global da estrutura.

Os parâmetros mencionados que caracterizam a relação  $M-\Phi$ , 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 experimental, analítica ou análise numérica.

Ao longo dos anos, o crescimento de estudos experimentais e numéricos em diversos tipos de ligação vem dando suporte ao desenvolvimento de modelos analíticos cada vez mais consistentes. Tais modelos analíticos são ferramentas fundamentais no auxílio a projetos, e permitem a determinação da resistência, rigidez e ductilidade de uma ligação.

O comportamento da ligação muitas vezes se revela como uma incógnita na fase de análise estrutural. Um exemplo disto é a conseqüência da compressão axial da coluna tubular no desempenho da ligação, que é o caso da ligação viga-coluna. Na maioria dos casos a coluna se encontra comprimida, gerando um estado de tensão na parede da coluna, o que gera influência no comportamento da ligação.

Associada à compressão da coluna ocorrem concentrações de tensão oriundas da ligação, podendo gerar pontos de plastificação localizados na parede da coluna. A combinação das duas ações citadas leva ainda ao desenvolvimento de instabilidades locais.

A formulação de dimensionamento é definida tendo conhecimento de como a estrutura irá se comportar e quais os estados limites últimos que podem ocorrer. Para uma análise correta da ligação é necessário que haja parâmetros que informem anteriormente quais os estados limites últimos que ocorrerão.

O modo que cada ligação se comporta durante a ruptura é função da distribuição de tensão na região de conexão, que depende das características geométricas dos elementos conectados, como exemplo considera-se o caso de chapas transversais soldadas na parede da coluna, onde a relação geométrica entre a largura da chapa e o diâmetro da coluna é fundamental na estimativa da distribuição de tensões na região da ligação. Quanto maior o comprimento de contato da chapa com a coluna, menor será a ocorrência de concentração de tensões na face da coluna.

Neste capítulo serão apresentados modelos analíticos para ligações entre coluna e viga de seção tipo I. Tais modelos analíticos permitem o conhecimento do

comportamento da ligação por meio da determinação do momento resistente, rigidez inicial e capacidade rotacional.

Primeiramente será apresentado o modelo analítico proposto pelo Eurocode 3 (2003) na parte referente a ligações em estruturas de aço. Em seguida serão discutidos os procedimentos recomendados pela norma americana ANSI/AISC (2005). É importante esclarecer que a norma NBR-8800 (2008) não traz informações quanto à análise de ligações que envolvem estruturas tubulares, simplesmente a NBR-8800 (2008) se reporta às normas ANSI/AISC e Eurocode 3.

## **3.2 Elementos Comprimidos**

### **3.2.1 Procedimento Segundo Eurocode 3 (2003)**

O Eurocode 3 (2003) classifica as seções transversais quanto à esbeltez de suas partes comprimidas. Tal classificação permite identificar se a seção transversal está propensa ao desenvolvimento de instabilidades localizadas, ou se antes disso haverá plastificação total ou parcial da seção.

Para seções tubulares circulares, os limites que permitem a classificação estão apresentados na Tabela 3.1. As seções são classificadas em quatro classes:

- A classe 1 reúne as seções capazes de formar rótulas plásticas e apresentam capacidade de rotação suficiente para análise plástica;
- Na classe 2 as seções desenvolvem o momento de plastificação, porém sua capacidade de rotação é limitada pela instabilidade;
- Na classe 3 as seções podem atingir a tensão de escoamento na fibra mais comprimida, contudo ocorre flambagem local antes do desenvolvimento do momento de plastificação;
- E na classe 4 ocorre flambagem local antes do desenvolvimento da tensão de escoamento em qualquer ponto da seção transversal.

Tabela 3.1 – Limites para a classificação das seções transversais.

Classe	Limites
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$
2	$50\varepsilon^2 \leq d/t \leq 70\varepsilon^2$
3	$70\varepsilon^2 \leq d/t \leq 90\varepsilon^2$
4	$d/t > 90\varepsilon^2$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$
 $f_y$  é a tensão de escoamento do aço em MPa;  
 $d$  é o diâmetro da coluna e  $t$  é a espessura da parede da coluna;

Os elementos comprimidos devem ser verificados quanto à plastificação da seção e quanto à sua flambagem. A verificação quanto à plastificação deve ser feita calculando-se a resistência da seção transversal. Já a verificação do elemento estrutural, deve ser feita levando em consideração o efeito da instabilidade global e local. Tal efeito é considerado pelo Eurocode 3 (2003) por meio de coeficientes de redução que ponderam a resistência. A Tabela 3.2 abaixo resume o procedimento.

Tabela 3.2 – Verificações em elementos comprimidos.

Verificação	Equacionamento
Resistência à flambagem	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$ $N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}, \text{ para classes 1, 2 e 3;}$



Tabela 3.2 – Verificações em elementos comprimidos. Continuação.

Resistência à flambagem	$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}}, \text{ para classe 4;}$ $\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0$ $\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$ $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}}, \text{ para as classes 1, 2 e 3;}$ $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}}, \text{ para a classe 4;}$ <p><math>\chi</math> é o fator de redução e <math>\alpha = 0,21</math>, é o fator de imperfeição;  <math>\bar{\lambda}</math> é a esbeltez reduzida;  <math>N_{cr}</math> é a força normal crítica de flambagem elástica;  <math>\gamma_{M1} = 1,0</math>;  Nota: Se <math>\bar{\lambda} \leq 0,2</math> ou <math>N_{Ed}/N_{cr} \leq 0,04</math> a verificação da resistência à flambagem pode ser ignorada.</p>
Resistência da seção transversal	$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$ $N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ para as classes 1, 2 e 3;}$ $N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ para a classe 4.}$ <p>Onde:  <math>A_{eff}</math> é a área efetiva a compressão da seção transversal;  <math>N_{Ed}</math> é a força normal solicitante de cálculo;  <math>N_{c,Rd}</math> é a força normal resistente de cálculo da seção transversal;  <math>\gamma_{M0} = 1,0</math></p>

### 3.2.2 Procedimento Segundo o ANSI/AISC - LRFD (2005)

De maneira semelhante ao Eurocode 3 (2003), o ANSI/AISC (2005) considera também uma estrutura de classificação da seção transversal quanto à influência da

instabilidade local. O ANSI/ AISC (2005) classifica as seções transversais em compactas e não-compactas. Para seções tubulares circulares, são considerados os seguintes limites de classificação:

- Compressão simples:
  - Seção não-compacta:  $D/t \leq 0,11E/f_y$ ;
- Flexão:
  - Seção compacta:  $D/t \leq 0,07E/f_y$ ;
  - Seção não-compacta:  $D/t \leq 0,31E/f_y$ .

Onde  $D$  e  $t$  são o diâmetro e a espessura da parede da coluna, respectivamente.

A resistência à compressão, considerando estado limite de perda de estabilidade por flexão, é dada pela Equação (3.1). A formulação abaixo engloba as seções compactas e não-compactas, e o elemento é suposto sem contenções laterais.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (3.1)$$

Onde  $F_{cr}$  é a tensão de flambagem por flexão, dada pela tabela abaixo:

Tabela 3.3 – Tensão de flambagem por flexão.

Se $\frac{K}{L} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ou $F_e \geq 0,44F_y$	$F_{cr} = \left[ 0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$
Se $\frac{K}{L} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ou $F_e < 0,44F_y$	$F_{cr} = 0,877F_e$

onde  $F_e$  é a tensão crítica de flambagem elástica, dada por:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (3.2)$$

onde:

$K$  é o coeficiente de flambagem;

$L$  é o comprimento;

$r$  é o raio de giração.

### 3.3 Ligações Viga-Pilar de Seções I ou H

#### 3.3.1 Procedimento Segundo o Eurocode 3 (2003)

O Eurocode 3 (2003) permite a análise da estrutura segundo três abordagens: análise global elástica, análise global rígido-plástica e a análise elasto-plástica. Como foi apresentada no capítulo anterior, as análises linear elástica e elasto-plástica devem ser feitas considerando a rigidez como sendo a rigidez inicial dividida pelo fator  $\eta$ . No entanto, para solicitações menores que 2/3 do momento resistente, o Eurocode 3 (2003) permite o uso da rigidez inicial. Os valores de  $\eta$  são definidos de acordo com o tipo de ligação, variando de 2 a 3,5. Para as ligações viga-pilar  $\eta = 2,0$ .

Além das análises linear elástica e elasto-plástica, o Eurocode 3 (2003) permite ainda uma abordagem onde são desprezados os deslocamento elásticos, chamada análise rígido-plástica. Os modelos de análises e a correção da rigidez estão ilustrados na Figura 3.1.

De acordo com a norma européia Eurocode 3 (2003), uma ligação entre dois ou mais elementos estruturais é formada por componentes. Uma componente é uma parte da ligação que exerce contribuição em pelo menos uma das características estruturais da ligação (resistência, rigidez e ductilidade).

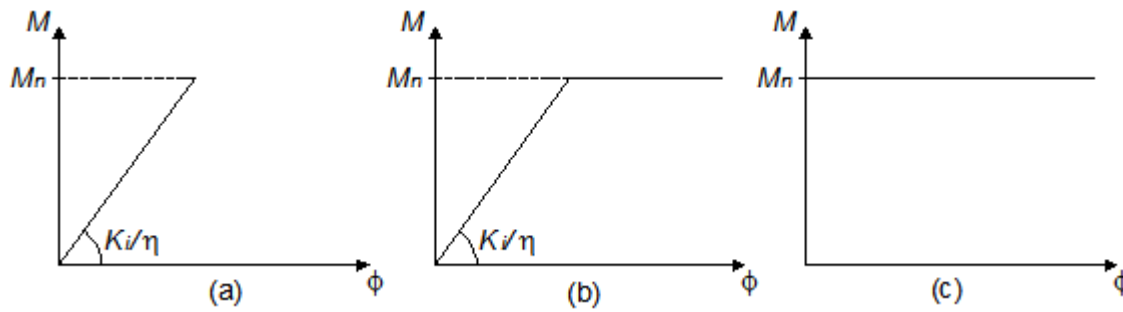


Figura 3.1 – Tipos de análises permitidas pelo Eurocode 3 (2003). Análise elástica (a), elasto-plástica (b) e rígido-plástica (c).

As propriedades estruturais de uma ligação viga-pilar tais como momento resistente, rigidez inicial e capacidade de rotação, devem ser determinadas em função da análise das suas componentes. Este procedimento é definido pelo Eurocode 3 (2003) como o método das componentes.

O método das componentes deve ser feito em três etapas gerais. Na primeira etapa são identificadas as componentes individuais que compõem a ligação. Nesta ocasião são observadas a sua posição e solicitação que está submetida, podendo ser de compressão, tração ou cisalhamento.

Depois de identificadas as componentes, são necessárias avaliações de cada uma delas. Nesta fase, são investigados os fatores de resistência e rigidez das componentes individuais. Por fim, após o estudo das características estruturais das componentes, é possível determinar as propriedades estruturais da ligação.

Em ligações viga-pilar é possível identificar duas situações correntes em edificações prediais a depender da localização do pilar. A primeira delas é a ligação entre viga e pilar externo, onde somente uma viga é conectada ao pilar. Na segunda situação, onde o pilar é interno, duas vigas são ligadas ao pilar. A Figura 3.2 ilustra essas duas situações, bem como os esforços envolvidos na ligação.

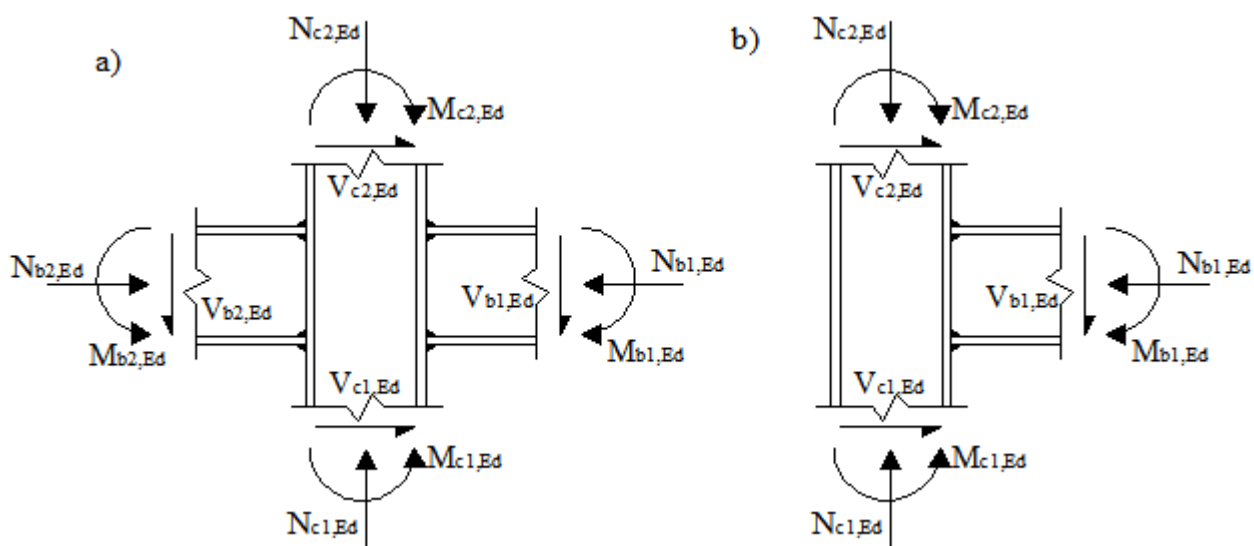


Figura 3.2 - Esforços nas ligações viga-pilar com um pilar interno (a) e de extremidade (b).

### 3.3.1.1 Descrição das Componentes

Diversos são os tipos de componentes identificados pelo Eurocode 3 (2003). A seguir são apresentadas as componentes mais comuns em ligações viga-pilar.

Tabela 3.4 - Descrição das componentes previstas no Eurocode 3 (2003).

Descrição	Ilustração	Ligações onde ocorre
1. Cisalhamento do painel da alma do pilar		<ul style="list-style-type: none"> <li>Ligações com pilar de seção tipo I.</li> </ul>
2. Compressão transversal da alma do pilar		<ul style="list-style-type: none"> <li>Ligações com pilar de seção tipo I.</li> </ul>

Tabela 3.4 – Descrição das componentes previstas no Eurocode 3 (2003). Continuação.

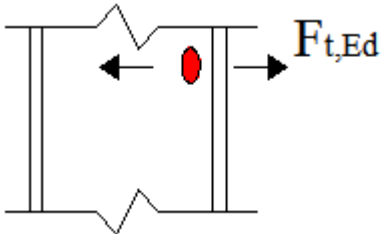
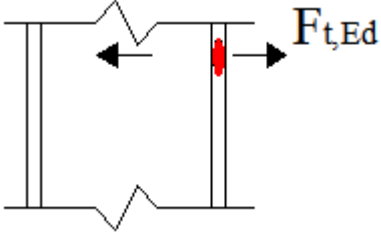
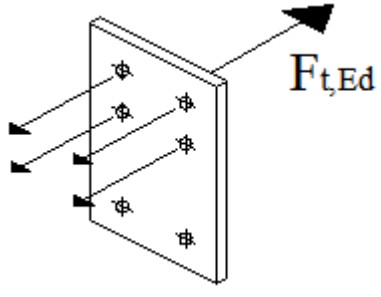
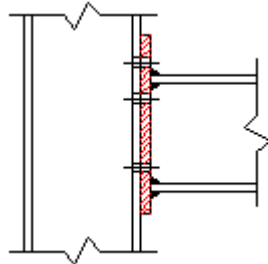
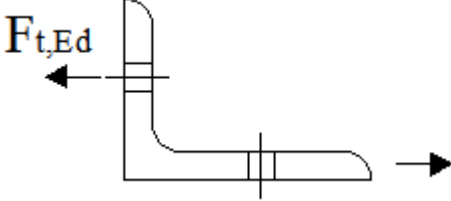
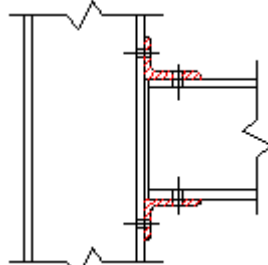
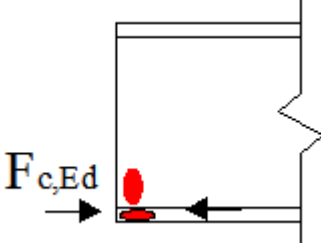
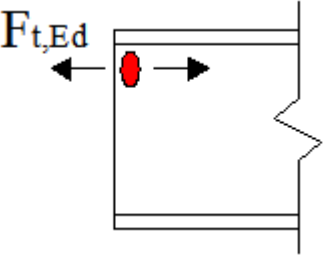
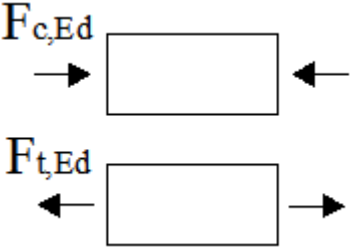
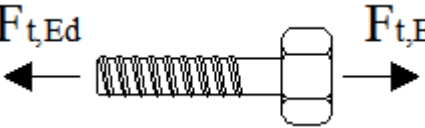
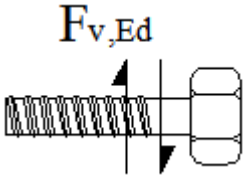
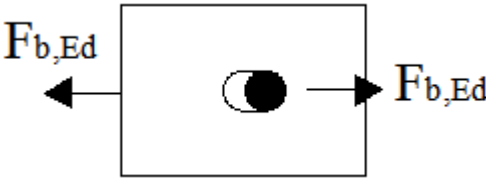
<p>3. Tração transversal da alma do pilar</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ligações com pilar de seção tipo I.</li> </ul>
<p>4. Flexão da mesa do pilar</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ligações com pilar de seção tipo I.</li> </ul>
<p>5. Flexão da chapa de topo</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ligações de chapa de topo</li> </ul> 
<p>6. Flexão da cantoneira de mesa</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ligação com cantoneira de mesa:</li> </ul> 
<p>7. Compressão da mesa e da alma da viga</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ligações com viga de seção tipo I.</li> </ul>

Tabela 3.4 – Descrição das componentes previstas no Eurocode 3 (2003). Continuação.

<p>8. Tração da alma da viga</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ligações com viga de seção tipo I.</li> </ul>
<p>9. Tração ou compressão de chapas</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Diversos tipos de ligações.</li> </ul>
<p>10. Tração dos parafusos</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ligações parafusadas</li> </ul>
<p>11. Cisalhamento dos parafusos</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ligações parafusadas</li> </ul>
<p>12. Pressão de contato dos parafusos</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ligações parafusadas</li> </ul>
<p>13. Soldas</p>	<p>-</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ligações soldadas</li> </ul>

### 3.3.1.2 Método “T-stub” Equivalente

Em ligações parafusadas, algumas das componentes apresentadas acima podem ter seu comportamento simulado por meio de um “T-stub” equivalente. Tal

procedimento é proposto pelo Eurocode 3 (2003) e permite simular as seguintes componentes:

- Flexão da mesa do pilar;
- Flexão da chapa de topo;
- Flexão da cantoneira de mesa;

O procedimento do método “*T-stub*” equivalente considera três modos: o primeiro supõe que a ruptura se dá por plastificação total da mesa, o segundo supõe ruptura do parafuso com plastificação da mesa, e no último modo ocorre somente a ruptura do parafuso. Para ligações viga-pilar a tabela abaixo apresenta o equacionamento para determinação da resistência do “*T-stub*” equivalente.

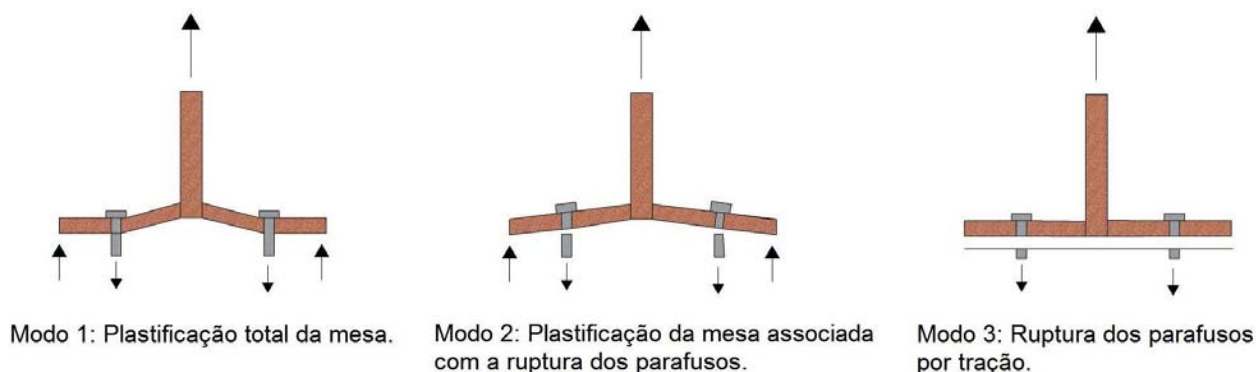


Figura 3.3 – Modos de ruptura do “*T-stub*”.

Tabela 3.5 – Equacionamento do método “*T-stub*”.

		Método 1	Método 2
<b>Modo 1</b> (plastificação da mesa)	Sem chapa cobrejunte	$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m}$	$F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl,1,Rd}}{2mn - e_w(m + n)}$
<b>Modo 1</b> (plastificação da mesa)	Com chapa cobrejunte	$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd} + 2M_{bp,Rd}}{m}$	$F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl,1,Rd} + 4nM_{bp,Rd}}{2mn - e_w(m + n)}$



Tabela 3.5 – Equacionamento do método “*T-stub*”. Continuação.

<b>Modo 2</b> (plastificação da mesa e ruptura dos parafusos)	$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n}$
<b>Modo 3</b> (ruptura dos parafusos)	$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd}$
<p><math>F_{T,Rd}</math> é a resistência à tração;</p> <p><math>M_{pl,1,Rd} = 0,25 \sum \ell_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0}</math> ;</p> <p><math>M_{pl,2,Rd} = 0,25 \sum \ell_{eff,2} t_f^2 f_y / \gamma_{M0}</math> ;</p> <p><math>M_{bp,Rd} = 0,25 \sum \ell_{eff,1} t_{bp}^2 f_{y,bp} / \gamma_{M0}</math> ;</p> <p><math>n = e_{min} \leq 1,25m</math>;</p> <p><math>F_{t,Rd}</math> é a resistência de cálculo do parafuso;</p> <p><math>\sum \ell_{eff,1}</math> é o valor <math>\sum \ell_{eff}</math> para o modo 1;</p> <p><math>\sum \ell_{eff,2}</math> é o valor <math>\sum \ell_{eff}</math> para o modo 2;</p> <p><math>\sum \ell_{eff}</math> é o somatório das larguras efetivas das linhas de parafusos. Cada <math>\ell_{eff}</math> depende da sua localização, do modo correspondente e da aplicação específica.</p> <p><math>e_{min}</math> é o menor valor de <math>e</math> (no caso de ligação com chapa de topo, corresponde ao menor valor de <math>e</math> da chapa de topo e da mesa do pilar);</p> <p><math>m</math> é ilustrado na Figura 3.4;</p> <p><math>t_f</math> é a espessura da mesa do “<i>T-stub</i>”;</p> <p><math>f_{y,bp}</math> é a tensão de escoamento do aço das chapas de fundo;</p> <p><math>t_{bp}</math> é a espessura das chapas de fundo;</p> <p><math>e_w = d_w/4</math>;</p> <p><math>d_w</math> é ilustrado na Figura 3.4.</p>	

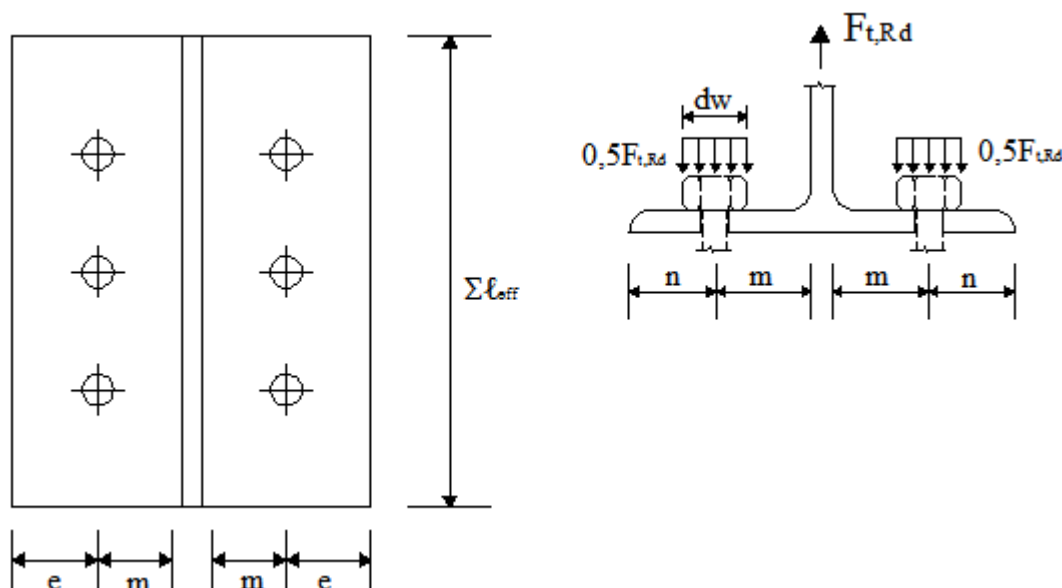


Figura 3.4 – Esquema para “T-stub” equivalente.

### 3.3.1.3 Equacionamento das Componentes

Para cada uma das componentes apresentadas na Tabela 3.4, o Eurocode 3 (2003) fornece as equações necessárias para determinação de suas propriedades estruturais (resistência, rigidez e ductilidade). A Tabela 3.6 resume o equacionamento proposto pela norma européia.

Tabela 3.6 – Equacionamento das componentes.

Componente	Resistência	Rigidez
Cisalhamento do painel da alma do pilar	<p>• Sem enrijecedor:  <math display="block">V_{wp,Rd} = \frac{0,9 f_{y,WC} A_{VC}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}</math></p>	$k_1 = \frac{0,38 A_{VC}}{\beta z}$ <p>Onde:                      z - é a distancia entre os centros de compressão e tração;                      β - parâmetro de transformação, obtido na tabela 5.4 do Eurocode 3 (2003);</p>

Tabela 3.6 – Equacionamento das componentes. Continuação.

<p>Cisalhamento do painel da alma do pilar</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Com enrijecedor:</li> </ul> $V_{wp,add,Rd} = \frac{4M_{pl,fc,Rd}}{d_s}$ <p>Sendo:</p> $V_{wp,add,Rd} \leq \frac{2M_{pl,fc,Rd} + 2M_{pl,st,Rd}}{d_s}$ <p><math>f_{y,wc}</math> – tensão de escoamento do aço da alma do pilar;  <math>A_{vc}</math> – área submetida à cortante;  <math>d_s</math> – distancia entre os enrijecedores;  <math>M_{pl,fc,Rd}</math> – momento de plastificação da mesa do pilar;  <math>M_{pl,st,Rd}</math> – momento de plastificação do enrijecedor;</p>	
<p>Compressão transversal da alma do pilar</p>	$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$ <p>Sendo:</p> $F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}}$ <p>Onde:  <math>\omega</math> – fator de redução para interação entre compressão e cisalhamento da alma;  <math>b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_b + 5(t_{fc} + s)</math>, para ligações soldadas;  <math>b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_p + 5(t_{fc} + s) + s_p</math>, para ligações com chapa de topo parafusadas;  <math>b_{eff,c,wc} = 2t_a + 0,6r_a + 5(t_{fc} + s)</math>, para ligações parafusadas com cantoneiras de mesa;  <math>s = r_c</math>, para perfis formados a quente;  <math>s = \sqrt{2}a_c</math>, para perfis de chapas soldadas;  <math>\rho = 1,0</math>, se <math>\bar{\lambda}_p \leq 0,72</math></p>	$k_2 = \frac{0,70b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_c}$ <p>Onde;  <math>b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_b + 5(t_{fc} + s)</math>  <math>t_{fb}</math> – espessura da mesa da viga;  <math>a_b</math> – espessura da solda em ligações soldadas;  <math>t_{fc}</math> – espessura da mesa do pilar;  <math>s = r_c</math>, para perfis formados a quente;  <math>s = \sqrt{2}a_c</math>, para perfis de chapas soldadas;  <math>a_c</math> – espessura da solda entre alma e mesa do pilar (perfil soldado);  <math>r_c</math> – raio entre alma e mesa do pilar (perfil formado a quente);</p>

Tabela 3.6 – Equacionamento das componentes. Continuação.

<p>Compressão transversal da alma do pilar</p>	$\rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2, \text{ se } \bar{\lambda}_p > 0,72$ $\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} d_{wc} f_{y,wc}}{Et_{wc}}}$ $d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + r_c), \text{ para perfis formados a quente;}$	
<p>Compressão transversal da alma do pilar (continuação).</p>	$d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + \sqrt{2}a), \text{ para perfis de chapas soldadas;}$ $k_{wc} = 1,0, \text{ se } \sigma_{com,Ed} \leq 0,7 f_{y,wc};$ $k_{wc} = 1,7 - \sigma_{comp,Ed} / f_{y,wc}, \text{ se } \sigma_{comp,Ed} > 0,7 f_{y,wc};$ <p><math>\sigma_{comp,Ed}</math> - máxima tensão axial que solicita a alma do pilar.  <math>t_{wc}</math> - espessura da alma do pilar;  <math>t_{fb}</math> - espessura da mesa da viga;  <math>t_{fc}</math> - espessura da mesa do pilar;  <math>a_b</math> - espessura da solda em ligações soldadas;  <math>a_p</math> - espessura da solda entre viga e chapa de topo;  <math>a_c</math> - espessura da solda entre alma e mesa do pilar (perfil soldado);  <math>r_c</math> - raio entre alma e mesa do pilar (perfil formado a quente);</p>	
<p>Tração transversal da alma do pilar</p>	$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$ <p>Onde:  <math>b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_b + 5(t_{fc} + s)</math>  <math>s = r_c, \text{ para perfis formados a quente;}</math>  <math>s = \sqrt{2}a_c, \text{ para perfis de chapas soldadas;}</math></p>	$k_3 = \frac{0,70 b_{eff,t,wc} t_{wc}}{d_c}$ <p><math>b_{eff,t,wc}</math> - largura efetiva da alma do pilar.</p>

Tabela 3.6 – Equacionamento das componentes. Continuação.

<p>Flexão da mesa do pilar</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ligações parafusadas: Método “<i>T-stub</i>” equivalente</li> <li>• Ligações soldadas:</li> </ul> $F_{fc,Rd} = \frac{b_{eff,b,fc} t_{fb} f_{y,fb}}{\gamma_{M0}}$ <p> <math>b_{eff,b,fc} = b_{eff}</math>  <math>b_{eff} \geq (f_{y,b}/f_{u,b})b_b</math>  <math>f_{y,b}</math> – tensão de escoamento da mesa da viga;  <math>f_{u,b}</math> – tensão última da mesa da viga;  <math>b_b</math> – largura da mesa da viga;  <math>f_{y,fb}</math> – tensão de escoamento da mesa do pilar;  <math>t_{fb}</math> – espessura da mesa do pilar.                 </p>	$k_4 = \frac{0,90 \ell_{eff} t_{fc}^3}{m^3}$ <p> <math>m</math> – é definido na Figura 3.4;  <math>\ell_{eff}</math> – menor dos comprimentos efetivos das linhas de parafusos em ligações com chapa de topo, ver tabela 6.4 e 6.5 do Eurocode 3 (2003);  <math>t_{fc}</math> – espessura da mesa do pilar;                 </p>
<p>Flexão da chapa de topo</p>	<p>Método “<i>T-stub</i>” equivalente.</p>	$k_5 = \frac{0,90 \ell_{eff} t_p^3}{m^3}$ <p>Onde:  <math>t_p</math> – espessura da chapa de topo;  <math>\ell_{eff}</math> – menor dos comprimentos efetivos das linhas de parafusos (ligações com chapa de topo), ver tabela 6.6 do Eurocode 3 (2003);</p>
<p>Flexão da cantoneira de mesa</p>	<p>Método “<i>T-stub</i>” equivalente.</p>	$k_6 = \frac{0,90 \ell_{eff} t_a^3}{m^3}, \text{ onde:}$ <p> <math>t_a</math> – espessura da cantoneira;  <math>\ell_{eff} = 0,5b_a</math>  <math>b_a</math> – largura da cantoneira.                 </p>
<p>Compressão da mesa e alma da viga</p>	$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{(h - t_{fb})}$ <p> <math>h</math> – altura da viga;  <math>t_{fb}</math> – espessura da mesa da viga;  <math>M_{c,Rd}</math> – momento resistente da viga.                 </p>	<p>-</p>

Tabela 3.6 – Equacionamento das componentes. Continuação.

<p>Tração da alma da viga</p>	$F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{y,wb}}{\gamma_{M0}}$ <p><math>t_{wb}</math> – espessura da alma da viga;  <math>f_{y,wb}</math> – tensão de escoamento da alma da viga.</p>	<p>-</p>
<p>Tração ou compressão de chapas</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Tração:  <math display="block">\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0</math> <math display="block">N_{t,Rd}</math> é o menor valor entre:  <math display="block">N_{p1,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \text{ e } N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}</math> <math>A_{net}</math> é a menor área transversal de ruptura considerando furos.  <math>\gamma_{M2} = 1,25</math> </li> <li>Compressão:                      Procedimento apresentado em 3.2.1                 </li> </ul>	<p>-</p>
<p>Soldas</p>	<p>- Nota: As soldas devem ser dimensionadas de tal forma que a resistência da ligação não seja limitada pela resistência das soldas.</p>	<p>-</p>
<p>Cisalhamento dos parafusos</p>	$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$ <ul style="list-style-type: none"> <li>Plano de cisalhamento na parte rosqueada:  <math>A = A_s</math>  <math>\alpha_v = 0,5</math> </li> <li>Plano de cisalhamento na parte íntegra:  <math>A</math> – área da seção transversal do parafuso na parte íntegra;  <math>\alpha_v = 0,6</math> </li> </ul>	$k_{11} = \frac{16 n_b d^2 f_{ub}}{E d_{M16}}$ <p>Onde:  <math>n_b</math> – número de linhas de parafusos em cisalhamento;  <math>d_{M16} = 16mm</math>                      Nota: No caso de parafusos protendidos:  <math>k_{11} = \infty</math>.</p>
<p>Pressão de contato</p>	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_v f_{ub} d t}{\gamma_{M2}}$ <p>Onde:  <math>a_b</math> é o menor valor entre <math>a_d</math>, <math>f_{ub}/f_u</math> e 1,0;</p>	$k_{12} = \frac{24 n_b k_b k_t d f_u}{E}$ <p>Onde:  <math>k_b = k_{b1} \leq k_{b2}</math>  <math>k_{b1} = 0,25 e_b/d + 0,5 \leq 1,25</math>  <math>k_{b2} = 0,25 p_i/d + 0,375 \leq 1,25</math>  <math>k_t = 1,5 t_j/d_{M16} \leq 2,5</math></p>

Tabela 3.6 – Equacionamento das componentes. Continuação.

Pressão de contato	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Na direção de transferência de força:  <math>a_d = e_1/3d_0</math>, para parafusos de extremidade;  <math>a_d = p_1/3d_0 - 1/4</math>, para parafusos internos;</li> <li>• Na direção perpendicular a transferência de força:  <math>k_1</math> é o menor entre: <math>2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7</math> ou 2,5  (parafusos laterais)  <math>k_1</math> é o menor entre: <math>1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7</math> ou 2,5  (parafusos intermediários)</li> </ul>	$e_b$ - distancia do parafuso para a extremidade livre da chapa na direção da força; $f_u$ - tensão última do aço da chapa; $p_b$ - espaço entre as linhas de parafusos na direção da solda; $t_j$ - espessura da chapa;
Tração dos parafusos	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ $k_2 = 0,9$ $A_s$ - área transversal do fuste na parte rosqueada; $f_{ub}$ - tensão última do aço do parafuso.	$k_{10} = \frac{1,6A_s}{L_b}$ $L_b$ equivale à soma das espessuras das chapas compreendidas entre a cabeça e a porca, adicionado da metade da soma das alturas da porca e da cabeça.

### 3.3.1.4 Momento Resistente

O momento resistente de uma ligação deve ser determinado em função das resistências das componentes envolvidas. O procedimento que será apresentado não considera a influência do esforço normal proveniente da viga. O efeito deste esforço deverá ser considerado somente quando este exceder 5% da força normal de plastificação da seção transversal da viga.

A verificação de resistência de uma ligação deve ser feita por meio da Equação (3.3) abaixo. Nos casos em que o esforço normal proveniente da viga exceder 5% da força normal de plastificação da viga, a verificação deve levar em conta a interação entre os esforços. Tal interação é representada pela Equação (3.4).

$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \leq 1,0 \tag{3.3}$$

$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} + \frac{N_{j,Ed}}{N_{j,Rd}} \leq 1,0 \tag{3.4}$$

Onde:

$M_{j,Ed}$  é o momento fletor solicitante da ligação;

$M_{j,Rd}$  é o momento fletor resistente da ligação;

$N_{j,Ed}$  é o esforço normal solicitante proveniente da viga;

$N_{j,Rd}$  é o esforço normal de plastificação da viga;

A determinação do momento resistente  $M_{j,Rd}$  das ligações viga-pilar contempladas pelo Eurocode 3 (2003) é resumida na Tabela 3.7. Vale salientar que para determinação do momento resistente, o braço de alavanca adotado é sempre a distância do centro de compressão ao centro de tração.

Tabela 3.7 - Determinação de  $M_{i,Rd}$ .

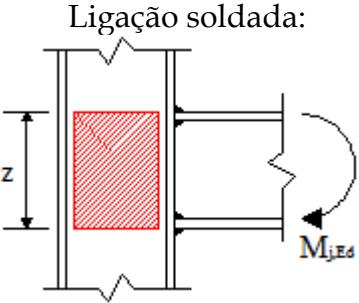
Ligação	Determinação de $M_{j,Rd}$
<p>Ligação soldada:</p> 	<p><math>z = h - t_{fb}</math>  <math>M_{j,Rd} = zF_{Rd}</math>                      Onde:  <math>h</math> - altura da seção transversal da viga;  <math>t_{fb}</math> - espessura da mesa da viga;  <math>z</math> - braço de alavanca;                      Componentes:                      • Cisalhamento da alma do pilar;                      • Compressão da alma do pilar;                      Tração da alma do pilar;</p>

Tabela 3.7 - Determinação de  $M_{i,Rd}$ . Continuação.



	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Flexão da mesa do pilar;</li> <li>• Compressão da alma e mesa da viga;</li> <li>• Tração da alma da viga.</li> </ul>
<p>Ligação com cantoneiras de mesa:</p>	<p><math>z</math> equivale à distância do centro de compressão ao parafuso sob tração da cantoneira superior.</p> <p><math>M_{j,Rd} = zF_{Rd}</math></p> <p>Componentes:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Cisalhamento da alma do pilar;</li> <li>• Compressão da alma do pilar;</li> <li>• Tração da alma do pilar;</li> <li>• Flexão da mesa do pilar;</li> <li>• Flexão da cantoneira;</li> <li>• Compressão da alma e mesa da viga;</li> <li>• Tração da alma da viga;</li> <li>• Tração nos parafusos;</li> <li>• Cisalhamento nos parafusos;</li> <li>• Pressão de contato.</li> </ul>
<p>Ligação com chapa de topo com apenas uma linha de parafusos sob tração:</p>	<p><math>z</math> equivale à distância do centro de compressão à linha de parafusos sob tração.</p> <p><math>M_{j,Rd} = zF_{Rd}</math></p> <p>Componentes:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Cisalhamento da alma do pilar;</li> <li>• Compressão da alma do pilar;</li> <li>• Tração da alma do pilar;</li> <li>• Flexão da mesa do pilar;</li> <li>• Flexão da chapa de topo;</li> <li>• Compressão da alma e mesa da viga;</li> <li>• Tração da alma da viga;</li> <li>• Tração nos parafusos.</li> </ul>

Tabela 3.7 – Determinação de  $M_{i,Rd}$ . Continuação.

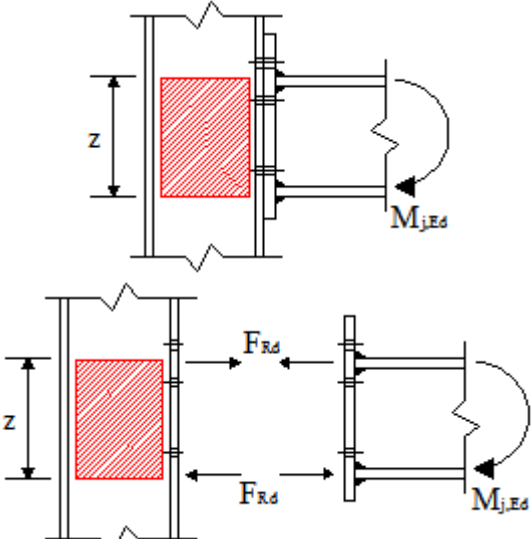
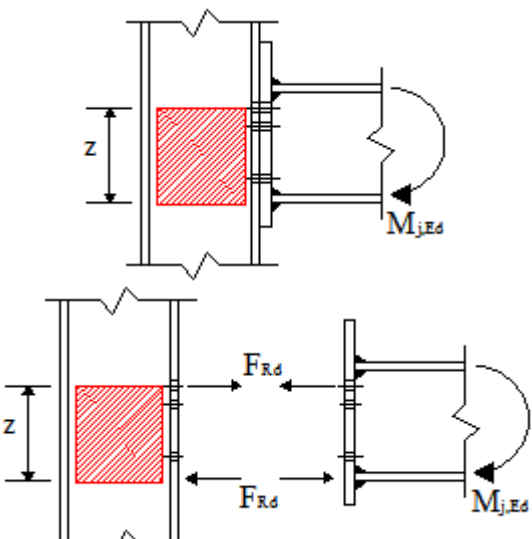
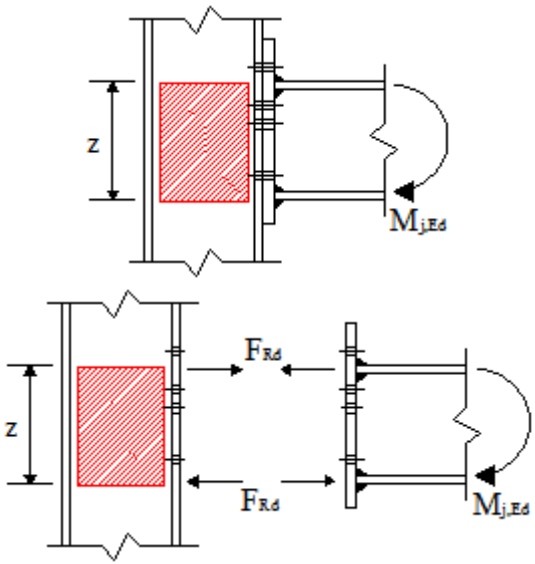
<p>Ligação com chapa de topo com duas linhas de parafusos sob tração:</p> 	<p><math>z</math> equivale à distância do centro de compressão ao ponto médio entre as linhas de parafuso sob tração.</p> $M_{j,Rd} = zF_{Rd}$ <p>Componentes:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Cisalhamento da alma do pilar;</li> <li>• Compressão da alma do pilar;</li> <li>• Tração da alma do pilar;</li> <li>• Flexão da mesa do pilar;</li> <li>• Flexão da chapa de topo;</li> <li>• Compressão da alma e mesa da viga;</li> <li>• Tração da alma da viga;</li> <li>• Tração nos parafusos.</li> </ul>
<p>Ligação com chapa de topo com duas linhas de parafusos sob tração situada abaixo da mesa:</p> 	$M_{j,Rd} = \sum_r h_r F_{tr,Rd}$ <p>Onde:</p> <p><math>F_{tr,Rd}</math> – resistência à tração da linha de parafuso <math>r</math>;</p> <p><math>h_r</math> – distância da linha de parafusos <math>r</math> ao centro de compressão;</p> <p><math>r</math> – número da linha de parafuso;</p> <p>A resistência à tração <math>F_{tr,Rd}</math> deve ser tomada como a menor resistência à tração das seguintes componentes:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Tração da alma do pilar;</li> <li>• Flexão da mesa do pilar;</li> <li>• Flexão da chapa de topo;</li> <li>• Tração da alma da viga;</li> </ul>

Tabela 3.7 – Determinação de  $M_{i,Rd}$ . Continuação.

<p>Ligação com chapa de topo com duas ou mais linhas de parafusos sob tração:</p> 	$M_{j,Rd} = \sum_r h_r F_{tr,Rd}$ <p>Onde:</p> <p><math>F_{tr,Rd}</math> - resistência à tração da linha de parafuso <math>r</math>;</p> <p><math>h_r</math> - distância da linha de parafusos <math>r</math> ao centro de compressão;</p> <p><math>r</math> - número da linha de parafusos;</p> <p>A resistência à tração <math>F_{tr,Rd}</math> deve ser tomada como a menor resistência à tração das seguintes componentes:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Tração da alma do pilar;</li> <li>• Flexão da mesa do pilar;</li> <li>• Flexão da chapa de topo;</li> <li>• Tração da alma da viga;</li> </ul>
---	--

### 3.3.1.5 Rigidez Rotacional

De acordo com o Eurocode 3 (2003), a rigidez rotacional de uma ligação pode ser determinada em função da flexibilidade das suas componentes. Supondo que a força axial proveniente da viga não exceda 5% da força axial de plastificação da mesma, e que o momento fletor solicitante seja menor que o momento fletor resistente  $M_{j,Rd}$ , a rigidez rotacional é dada por:

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (3.5)$$

Onde:

$k_i$  é o coeficiente de rigidez da componente  $i$ ;

$z$  é o braço de alavanca;

$\mu$  é a razão  $S_{j,ini} / S_j$  e é dado por:

$$\mu = 1,0, \text{ se } M_{j,Ed} \leq 2/3M_{j,Rd}$$

$$\mu = \left( \frac{1,5M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \right)^\psi, \text{ se } 2/3M_{j,Rd} < M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd} \quad (3.6)$$

$S_{j,ini}$  é a rigidez inicial;

$\psi = 2,7$  para ligações soldadas e de chapa de topo;

$\psi = 3,1$  para ligações com cantoneiras conectando as mesas da e viga e pilar;

Os coeficientes de rigidez  $k_i$  das componentes citadas estão resumidos na Tabela 3.6. Para cada tipo de ligação são considerados os coeficientes correspondentes às componentes presentes. Dessa forma, a Tabela 3.8 identifica os coeficientes necessários ao cálculo da rigidez rotacional para cada um dos tipos de ligação apresentados no Eurocode 3 (2003).

Para ligações com chapa de topo, além dos coeficientes apresentados na Tabela 3.6, o Eurocode 3 (2003) define ainda um coeficiente de rigidez equivalente, o qual corresponde à rigidez de todas as linhas de parafusos. Tal coeficiente é dado por:

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r}{z_{eq}} \quad (3.7)$$

onde:

$h_r$  é a distância da linha de parafuso  $r$  ao centro de compressão;

$k_{eff,r}$  é o coeficiente de rigidez efetivo da linha  $r$  de parafusos, e seu valor é limitado pelas seguintes componentes:

- Tração transversal da alma do pilar ( $k_3$ );
- Flexão da mesa do pilar ( $k_4$ );
- Flexão da chapa de topo ( $k_5$ );
- Tração dos parafusos ( $k_{10}$ ).

$z_{eq}$  é o braço de alavanca equivalente, dado por:

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} h_r} \quad (3.8)$$

Para a devida consideração dos coeficientes de rigidez das componentes, se faz necessário o conhecimento da configuração da solicitação da ligação e também da localização do pilar (interno ou de extremidade). Assim, a Figura 3.5 ilustra as situações possíveis.

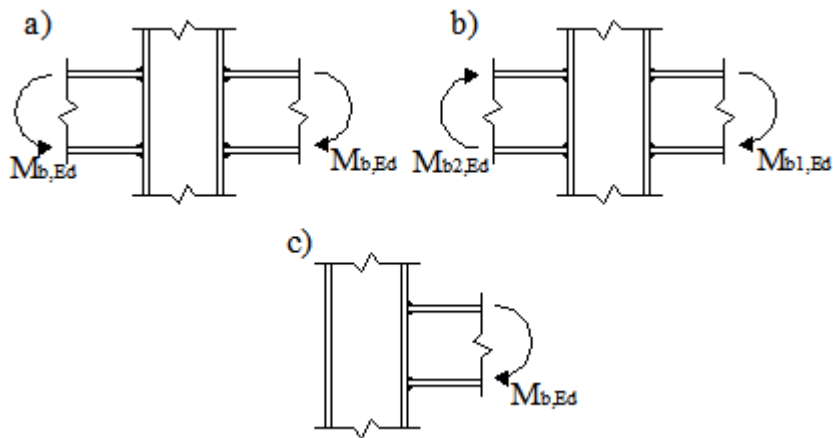


Figura 3.5 - Configurações de solicitação e localização do pilar: 2 vigas conectadas e momentos iguais e opostos (a); 2 vigas conectadas e momentos desiguais (b) e 1 viga conectada (c).

A situação da Figura 3.5a caracteriza a condição de pilar interno, ou intermediário, onde a ligação é composta por duas vigas conectadas e solicitadas por

momentos fletores iguais e opostos (momentos fletores balanceados). A Figura 3.5b ilustra a mesma configuração de pilar interno, porém desta vez a ligação é solicitada por momentos fletores desbalanceados ( $M_{b1,Ed} \neq M_{b2,Ed}$ ). Já a Figura 3.5c apresenta um pilar de extremidade, caracterizado por haver somente uma viga conectada ao mesmo.

Tabela 3.8 – Coeficientes de rigidez  $k_i$  considerados no cálculo da rigidez em cada tipo de ligação.

Tipo de ligação		Coeficientes $k_i$ considerados	
Ligação soldada	1 viga conectada	$k_1, k_2, k_3$	
	2 vigas conectadas com momentos iguais e opostos	$k_2, k_3$	
	2 vigas conectadas com momentos desiguais	$k_1, k_2, k_3$	
Ligação com cantoneiras de mesa	1 viga conectada	$k_1, k_2, k_3, k_4, k_6, k_{10}, k_{11}, k_{12}$	
	2 vigas conectadas com momentos iguais e opostos	$k_2, k_3, k_4, k_6, k_{10}, k_{11}, k_{12}$	
	2 vigas conectadas com momentos desiguais	$k_1, k_2, k_3, k_4, k_6, k_{10}, k_{11}, k_{12}$	
Ligações com chapa de topo	1 viga conectada	1 linha de parafusos sob tração	$k_1, k_2, k_3, k_4, k_5, k_{10}$
		2 ou mais linhas de parafusos sob tração	$k_1, k_2, k_{eq}$
	2 vigas conectadas com momentos iguais e opostos	1 linha de parafusos sob tração	$k_2, k_3, k_4, k_5, k_{10}$
		2 ou mais linhas de parafusos sob tração	$k_2, k_{eq}$
	2 vigas conectadas com momentos desiguais	1 linha de parafusos sob tração	$k_1, k_2, k_3, k_4, k_5, k_{10}$
		2 ou mais linhas de parafusos sob tração	$k_1, k_2, k_{eq}$

### 3.3.1.6 Capacidade de Rotação

O conhecimento da capacidade de rotação das ligações é fundamental para a avaliação da estrutura quanto à formação de rótulas plásticas. Por outro lado, o Eurocode 3 (2003) exclui a necessidade desta verificação quando o momento fletor resistente da ligação é 20% maior que o momento de plastificação da viga.

Na formulação proposta pelo Eurocode 3 (2003), admite-se que a força normal solicitante proveniente da viga não excede 5% da força axial de plastificação da viga.

### 3.3.1.6.1 Ligações Parafusadas

O Eurocode 3 (2003) prevê as seguintes condições:

- Ligações viga-pilar, onde o momento  $M_{j,Rd}$  é limitado pelo cisalhamento da alma do pilar, podem ser assumidas como ligações que apresentam capacidade rotacional suficiente para a consideração da análise plástica global, contanto que  $d/t_w \leq 69 \sqrt{235 / f_y}$  ;
- Ligações com chapa de topo ou cantoneiras de mesa podem ser assumidas como ligações que apresentam capacidade de rotação suficiente para análise plástica global se:
  - O momento resistente  $M_{j,Rd}$  for limitado pela flexão da mesa do pilar ou pela flexão da chapa de topo ou cantoneira;
  - A espessura da mesa do pilar, ou chapa de topo ou cantoneira satisfaz a seguinte condição:

$$t \leq 0,36d \sqrt{f_{ub} / f_y} \quad (3.9)$$

onde  $f_y$  é tensão de escoamento do aço correspondente à componente em questão.

- Qualquer ligação parafusada, cujo momento resistente  $M_{j,Rd}$  é limitado pelo cisalhamento dos parafusos, deve ser assumida como uma ligação que não apresenta capacidade suficiente para uma análise plástica global.

### 3.3.1.6.2 Ligações Soldadas

Para ligações viga-pilar soldadas, a capacidade rotacional pode ser calculada por meio da Equação (3.10). Assume-se que a alma do pilar não seja enrijecida na região tracionada transversalmente, e que o momento resistente  $M_{j,Rd}$  não é governado pelo cisalhamento da alma do pilar.

$$\phi_{Cd} = 0,025h_c / h_b \geq 0,015rad \quad (3.10)$$

Onde:

$h_b$  é a altura da seção transversal da viga;

$h_c$  é a altura da seção transversal do pilar.

### 3.3.2 Procedimento Segundo o ANSI/AISC - LRFD (2005)

O ANSI/AISC (2005), além de prever ferramentas para a verificação de soldas e parafusos, fornece equações que permitem analisar diversas situações típicas nas ligações metálicas mais usuais. Tais situações abrangem tração e compressão de chapas, pressão de contato em chapas, solicitação de cargas pontuais aplicadas em mesas e almas, dentre outras.

Com a finalidade de sintetizar o procedimento do ANSI/AISC (2005) para a verificação de ligações metálicas, serão abordadas os seguintes aspectos:

- Elementos de conexão;
- Almas e mesas submetidas a forças localizadas.



### 3.3.2.1 Elementos de Conexão

Os elementos de conexão identificados no ANSI/AISC (2005) são as partes que compõe a ligação, tais como chapas, cantoneiras, dentre outros. Para esses elementos a norma americana prevê quatro situações: resistência de elementos sob tração; resistência de elementos sob cisalhamento; resistência de elementos sob compressão; e resistência ao rasgamento de uma região submetida a linhas de cisalhamento e tração.

#### 3.3.2.1.1 Resistência de Elementos de Conexão Sob Tração

Segundo a norma americana a resistência de um elemento submetido à tração dever ser tomada como a menor resistência calculada segundo dois estados limites últimos: plastificação da seção bruta e ruptura da seção líquida. A Tabela 3.9 resume esses estados limites e suas respectivas equações.

Tabela 3.9 - Resistência à tração de um elemento de conexão.

Plastificação da seção bruta	$R_n = F_y A_g$
Ruptura da seção líquida	$R_n = F_u A_e$
<p>Onde:</p> <p><math>F_y</math> e <math>F_u</math> são as tensões de escoamento e última, respectivamente;</p> <p><math>A_g</math> é a área da seção bruta onde ocorre plastificação;</p> <p><math>A_e</math> é a área efetiva da seção transversal onde ocorre ruptura, <math>A_e \leq 0,85A_g</math>.</p>	

#### 3.3.2.1.2 Resistência de Elementos de Conexão Sob Cisalhamento

A resistência ao cisalhamento de um elemento de conexão deve ser o menor valor das resistências nos estados limites de plastificação por cisalhamento e ruptura por cisalhamento. A Tabela 3.10 resume tal procedimento.

Tabela 3.10 – Resistência ao cisalhamento de um elemento de conexão.

Plastificação da seção transversal bruta submetida ao cisalhamento	$R_n = 0,60F_y A_g$
Ruptura da seção transversal líquida submetida ao cisalhamento	$R_n = 0,60F_u A_{nv}$
Onde $A_{nv}$ é a área líquida da seção transversal submetida ao cisalhamento.	

### 3.3.2.1.3 Resistência de Elementos de Conexão Sob Compressão

Para a determinação da resistência a compressão de elementos de conexão submetidos à compressão, são considerados os estados limites de plastificação e flambagem. A Tabela 3.11 resume tal procedimento.

Tabela 3.11 – Resistência à compressão de elementos de conexão.

Para $KL/r \leq 25$	$P_n = F_y A_g$
Para $KL/r > 25$	Aplica-se o procedimento descrito em 3.3.1

### 3.3.2.1.4 Resistência ao Rasgamento

O estado limite último de rasgamento é muito comum em ligações de extremidades de vigas de seção I e cantoneiras, onde a ligação é feita na alma ou na aba da cantoneira (Figura 3.6). Neste fenômeno atuam tensões de tração e cisalhamento, onde a tendência é o rasgamento da área destacada na figura.

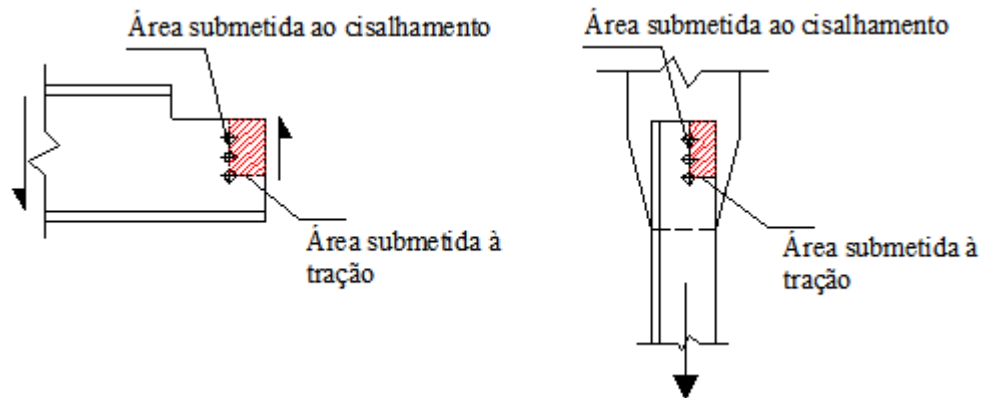


Figura 3.6 – Resistência ao rasgamento em ligações parafusadas.

A resistência ao rasgamento é dada por:

$$R_n = 0,60F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0,60F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (3.11)$$

onde:

$A_{gv}$  é a área bruta submetida ao cisalhamento;

$A_{nt}$  é a área líquida submetida à tração;

$A_{nv}$  é a área líquida submetida ao cisalhamento;

$U_{bs} = 1,0$  para distribuição uniforme das tensões de tração;

$U_{bs} = 0,5$  para distribuição não uniforme das tensões de tração.

### 3.3.2.2 Almas e Mesas Submetidas a Ações Concentradas

O ANSI/AISC (2005) prevê também a ação de forças concentradas normais às mesas de um elemento estrutural. Tais solicitações podem ser de tração, compressão ou um par de forças (uma de tração outra de compressão). Os estados limites últimos previstos estão associados ao tipo de solicitação. A Tabela 3.12 resume as ações, resistência e estados limites previstos na norma americana.

Tabela 3.12 – Ação de forças concentradas em almas e mesas.

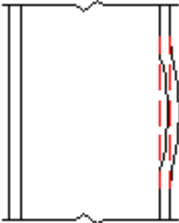
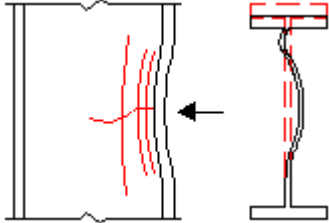
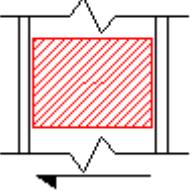
Estado Limite	Descrição
<p data-bbox="185 447 480 478">Flexão local da Mesa</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>Ocorre somente em ações de tração (atuando isoladamente ou sendo componente de um binário).</li> </ul> $R_n = 6,25t_f^2 F_{yf}$ <p>Onde:  <math>F_{yf}</math> é a tensão de escoamento do aço da mesa;  <math>t_f</math> é a espessura da mesa.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Se a força estiver distribuída num comprimento menor que 15% da largura da mesa, esta verificação pode ser ignorada;</li> <li>Se a força estiver aplicada numa distância menor que <math>10t_f</math> da extremidade do elemento, <math>R_n</math> deve ser reduzido em 50%;</li> </ul>
<p data-bbox="175 1077 492 1192">Enrugamento da alma com flambagem localizada</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>Ocorre sob solicitações de compressão e caracteriza-se pela formação de ondas de flambagem localizadas na região logo abaixo da força.</li> <li>Se a força está aplicada numa distância maior que <math>d/2</math> (altura da seção transversal) da extremidade do elemento:</li> </ul> $R_n = 0,80t_w^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{N}{d} \right) \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{f_w}}$ <ul style="list-style-type: none"> <li>Caso contrário:</li> </ul> <p>Se <math>N/d \leq 0,2</math>:</p> $R_n = 0,40t_w^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{N}{d} \right) \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{f_w}}$ <p>Se <math>N/d &gt; 0,2</math>:</p> $R_n = 0,40t_w^2 \left[ 1 + \left( \frac{4N}{d} - 0,2 \right) \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{f_w}}$ <p>Onde:  <math>t_w</math> é a espessura da alma;  <math>t_f</math> é a espessura da mesa;</p>

Tabela 3.12 - Ação de forças concentradas em almas e mesas. Continuação.

<p>Flambagem da alma por compressão transversal.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Ocorre somente quando a alma se encontra comprimida transversalmente por forças aplicadas em ambas as mesas.</li> </ul>
--	--

	$R_n = \frac{24t_w^3 \sqrt{EF_{yw}}}{h}$ <ul style="list-style-type: none"> <li>Se a força estiver aplicada numa distância menor que <math>d/2</math> da extremidade do elemento, <math>R_n</math> deve ser reduzido em 50%.</li> </ul>
<p>Flambagem lateral da alma</p> <p>Flange Tracionado</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Ocorre somente sob solicitações de compressão isoladas, atuando em elementos onde o movimento lateral relativo entre as mesas comprimida e tracionada não é restringido.</li> <li>Caso de mesa comprimida restringida lateralmente: Para: <math>(h/t_w) / (l/b_f) \leq 2,3</math></li> </ul> $R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2} \left[ 1 + 0,4 \left( \frac{h/t_w}{l/b_f} \right)^3 \right]$ <p>Para: <math>(h/t_w) / (l/b_f) &gt; 2,3</math>, não ocorre tal fenômeno.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Caso de mesa comprimida sem contenção lateral: Para: <math>(h/t_w) / (l/b_f) \leq 1,7</math></li> </ul> $R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2} \left[ 0,4 \left( \frac{h/t_w}{l/b_f} \right)^3 \right]$ <p>Para: <math>(h/t_w) / (l/b_f) &gt; 1,7</math>, não ocorre tal fenômeno.</p> <p>Onde:  <math>b_f</math> é a espessura da mesa;  <math>C_r = 6,62 \times 10^6 \text{ MPa}</math>;  <math>h</math> é a distancia entre mesas;  <math>l</math> é o comprimento sem contenção lateral;</p>
<p>Plastificação local da alma</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Ocorre em solicitações de tração e/ou compressão, podendo ser ações isoladas ou provenientes de um binário.</li> <li>Se a força está aplicada numa distância maior que <math>d</math> (altura da seção transversal) da extremidade do elemento:  <math>R_n = (5k + N) F_{yw} t_w</math>, caso contrário: <math>R_n = (2,5k + N) F_{yw} t_w</math></li> </ul> <p>Onde:  <math>k</math> é a distância da face externa da mesa à região de plastificação;  <math>F_{yw}</math> é a tensão de escoamento do aço da alma;  <math>N</math> é o comprimento de contato;  <math>t_w</math> é a espessura da alma.</p>

Tabela 3.12 - Ação de forças concentradas em almas e mesas. Continuação.

<p>Cisalhamento do painel da alma</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>Ocorre sob forças aplicadas nas duas mesas do pilar.</li> <li>Se o efeito da deformação plástica do painel da alma na estabilidade da estrutura não for considerada na análise: Para: <math>P_r \leq 0,4P_c</math> <math>R_n = 0,60F_y d_c t_w</math> Para: <math>P_r &gt; 0,4P_c</math> <math>R_n = 0,60F_y d_c t_w \left( 1,4 - \frac{P_r}{P_c} \right)</math></li> <li>Caso contrário: Para: <math>P_r \leq 0,75P_c</math> <math>R_n = 0,60F_y d_c t_w \left( 1,0 - \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right)</math> Para: <math>P_r &gt; 0,75P_c</math> <math>R_n = 0,60F_y d_c t_w \left( 1,0 - \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \left( 1,9 - \frac{1,2P_r}{P_c} \right)</math></li> </ul> <p>Onde:</p> <p><math>b_{cf}</math> é a largura da mesa do pilar;  <math>d_b</math> é a altura da seção da viga;  <math>d_c</math> é a altura da seção do pilar;  <math>P_c = P_y</math> (método dos estados limites);  <math>P_y = F_y A</math> ;  <math>A</math> é a área da seção transversal do pilar;  <math>t_{cf}</math> é a espessura da mesa do pilar;  <math>t_w</math> é a espessura da alma do pilar.</p>
---	---

### 3.4 Ligações Entre Viga de Seção I e Coluna

#### 3.4.1 Procedimento Segundo o Eurocode 3 (2003)

No caso de ligações envolvendo estruturas tubulares, o Eurocode 3 (2003) prevê a ação de diversos tipos de ligações soldadas ao elemento tubular. Os casos previstos pelo Eurocode 3 (2003) vão desde ligações de chapas em barras tubulares até ligações entre barras tubulares e barras tubulares ligadas a perfis de seção tipo I.

A escolha dos casos a se considerar na análise de uma ligação viga-coluna depende da configuração da mesma. Em ligações viga-coluna onde a viga é diretamente soldada à face da coluna, o Eurocode 3 (2003) fornece ferramentas para uma análise direta, sem a necessidade de decompor o comportamento da ligação em ações localizadas (componentes). Por outro lado, em ligações onde há elementos auxiliares, tal decomposição é necessária a fim de analisar o efeito de cada componente, conhecendo assim o comportamento da ligação.

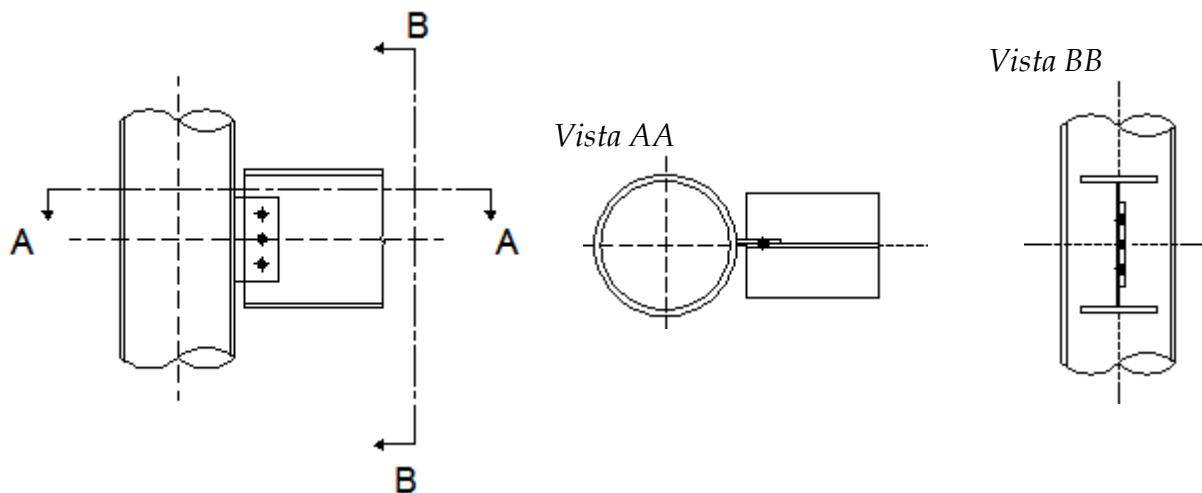
O casos gerais de ligações envolvendo estruturas tubulares previstas pelo Eurocode 3 (2003) são:

- Ligações entre barras tubulares de seção circular;
- Ligações entre barras tubulares de seção retangular;
- Ligações entre barras tubulares circulares e chapas;
- Ligações entre barras tubulares retangulares e chapas;
- Ligações entre barras tubulares circulares e perfis de seção tipo I ou H;
- Ligações entre barras tubulares retangulares e perfis I ou H;
- Ligações entre barras tubulares de seção circular e retangular;

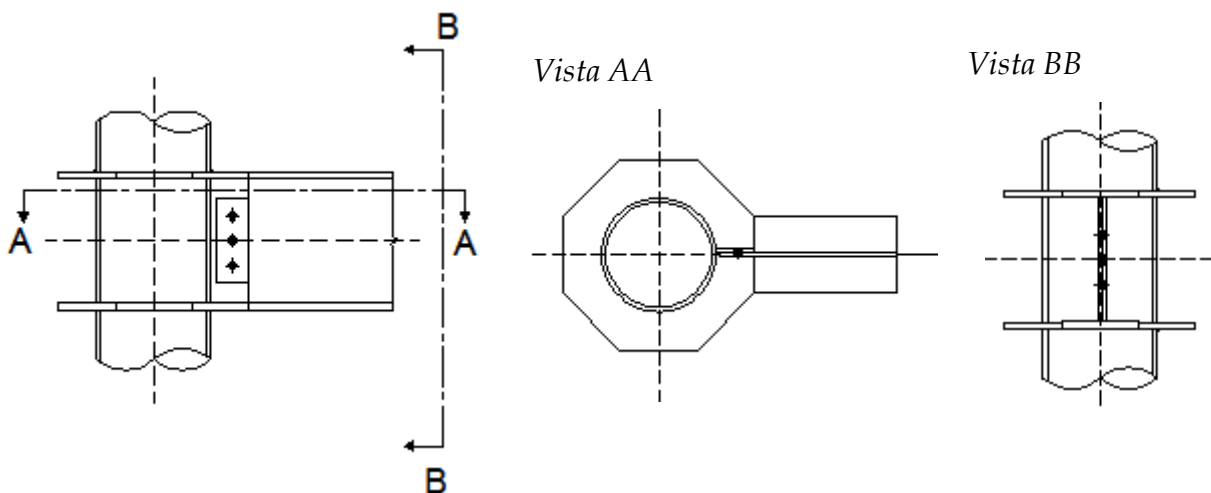
No caso específico de ligações de momento entre viga de seção tipo I e coluna tubular circular, as configurações mais comuns são compostas por anéis ou diafragmas externos responsáveis pela transferência de momento. Em ligações nas quais é desejável comportamento semelhante a uma rótula, é comum a ligação apenas com chapa de alma parafusada à viga. Para ambos os casos, é possível entender o comportamento da ligação como um conjunto de ações localizadas (componentes), em analogia ao que foi feito para ligações viga-pilar de seção tipo I ou H.

Neste trabalho as ligações tomadas para estudo seguem as configurações mais comuns citadas acima. A seguir a Figura 3.7 apresenta as ligações tomadas para estudo, bem como a nomenclatura adotada para identificação de cada uma delas.

a) TCF-B



b) TCR-WF



c) TCRS-WF

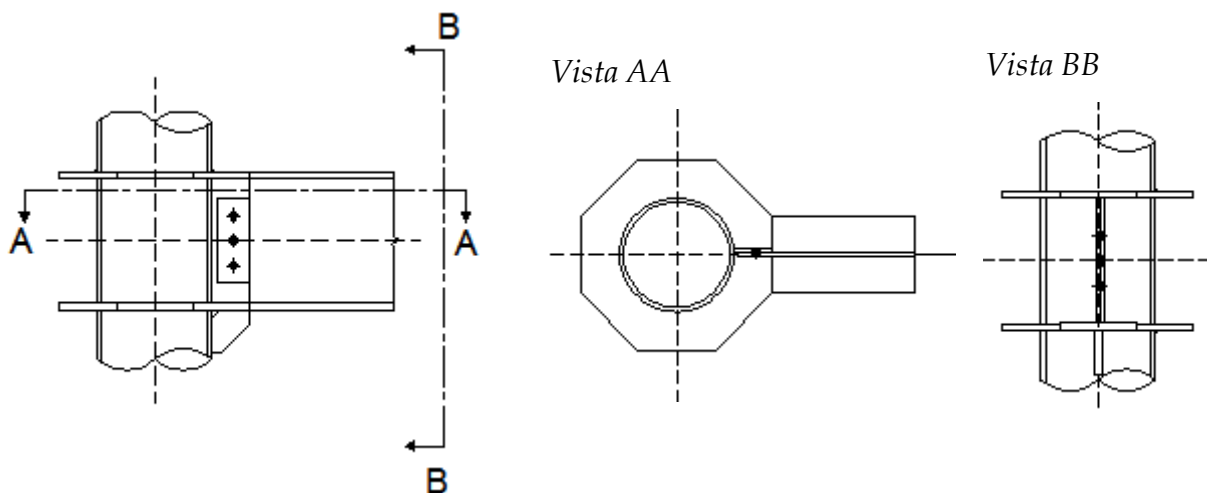
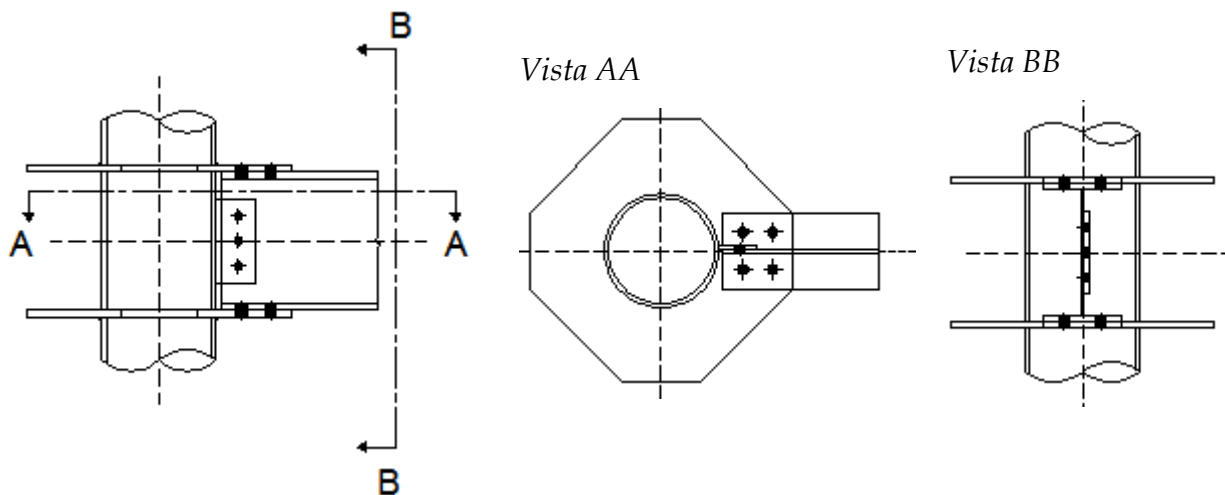


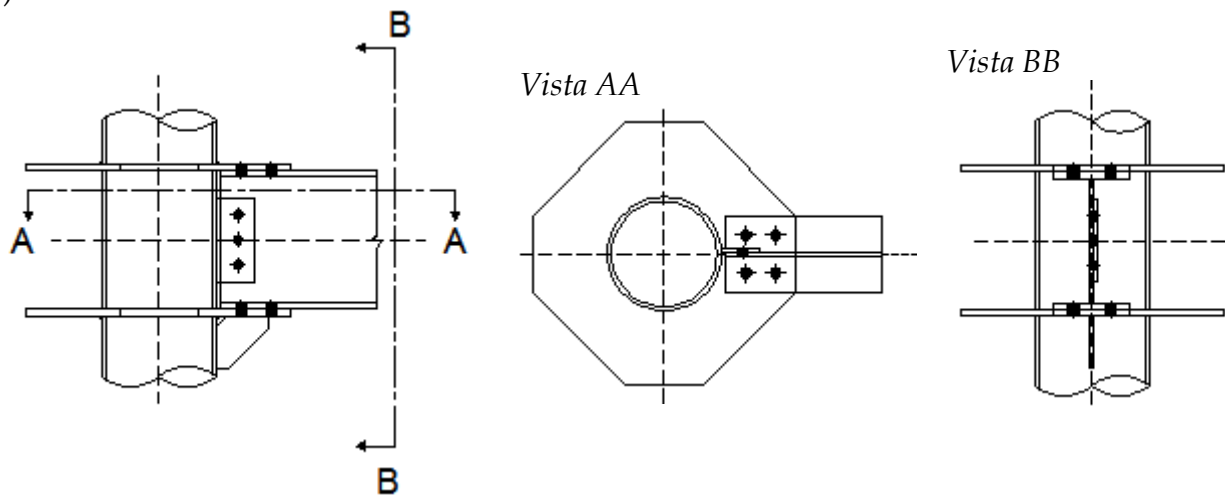
Figura 3.7 - Ligações entre viga de seção I e coluna tubular circular.



d) TCR-B



e) TCRS-B



f) TCR-W

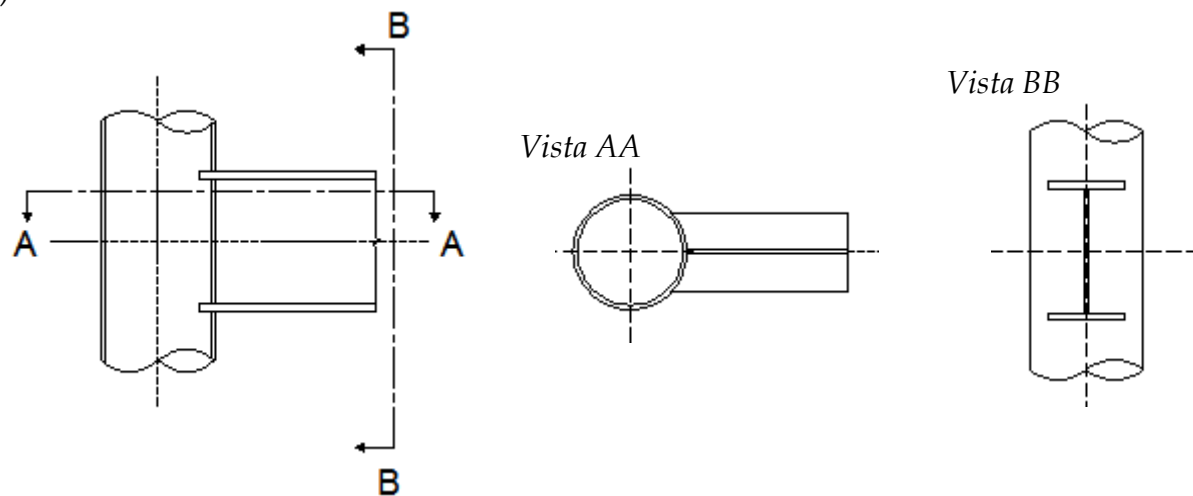


Figura 3.7 - Ligações entre viga de seção I e coluna tubular circular. Continuação.

No caso das ligações parafusadas das Figura 3.7a, b, c, d e e, é possível identificar componentes, estabelecendo assim uma analogia ao método das componentes proposto pelo Eurocode 3 (2003) para perfis I ou H. Já no caso da ligação soldada (Figura 3.7f) o Eurocode 3 (2003) fornece equações para determinação direta da sua resistência sem a necessidade de aplicar o método das componentes.

O Eurocode 3 (2003) não traz informações quanto às demais propriedades estruturais, tais como rigidez e ductilidade. Este fato impossibilita a aplicação do método das componentes para a determinação da rigidez e ductilidade da ligação, promovendo o desconhecimento destas propriedades.

O Eurocode 3 (2003) traz uma compilação de equações de resistência de diversos tipos de ações atuando em estruturas tubulares, as quais foram listadas anteriormente. No caso das ligações viga-coluna, as ações consideradas são aquelas provenientes de chapas soldadas à coluna, tais como chapas de alma, diafragmas, dentre outros. Algumas dessas ligações, especificamente as que envolvem barras de seção tubular circular, estão resumidas na Tabela 3.13. Dois modos de ruptura são contemplados: plastificação da parede da coluna por forças de compressão e cisalhamento da face da coluna por forças de tração.

Tabela 3.13 - Equações de resistência em ligações envolvendo colunas tubulares.

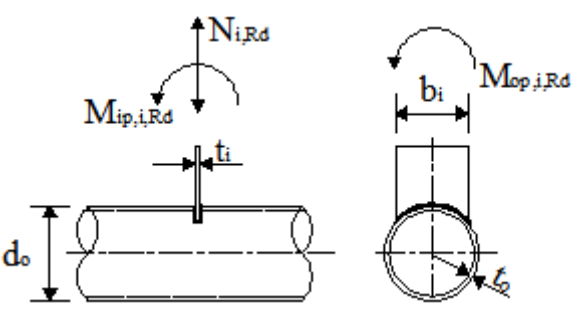
Tipo de Ligação	Equações
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Plastificação da parede da coluna:  <math display="block">N_{i,Rd} = k_p f_{yo} t_o^2 (4 + 20\beta^2) / \gamma_{M5}</math> <math display="block">M_{ip,i,Rd} = 0</math> , momento resistente no plano;  <math display="block">M_{op,i,Rd} = 0,5 b_i N_{i,Rd}</math> , momento resistente fora do plano;                     </li> <li>• Cisalhamento da face da coluna:  <math display="block">\sigma_{\max} t_i \leq 2 t_o (f_{yo} / \sqrt{3}) / \gamma_{M5}</math> </li> </ul>

Tabela 3.13 - Equações de resistência em ligações envolvendo colunas tubulares. Continuação.

	<ul style="list-style-type: none"> <li>Plastificação da parede da coluna:  <math display="block">N_{i,Rd} = \left( \frac{5k_p f_{yo} t_o^2}{1 - 0,81\beta} \right) \frac{1}{\gamma_{M5}}</math> <math display="block">M_{ip,i,Rd} = 0</math> <math display="block">M_{op,i,Rd} = 0,5b_i N_{i,Rd}</math> </li> <li>Cisalhamento da face da coluna:  <math display="block">\sigma_{\max} t_i \leq 2t_o (f_{yo} / \sqrt{3}) / \gamma_{M5}</math> </li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>Plastificação da parede da coluna:  <math display="block">N_{i,Rd} = 5k_p f_{yo} t_o^2 (1 + 0,25\eta) / \gamma_{M5}</math> <math display="block">M_{ip,i,Rd} = h_i N_{i,Rd}</math> <math display="block">M_{op,i,Rd} = 0</math> </li> <li>Cisalhamento da face da coluna:  <math display="block">\sigma_{\max} t_i \leq 2t_o (f_{yo} / \sqrt{3}) / \gamma_{M5}</math> </li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>Plastificação da parede da coluna:  <math display="block">N_{i,Rd} = 5k_p f_{yo} t_o^2 (1 + 0,25\eta) / \gamma_{M5}</math> <math display="block">M_{ip,i,Rd} = h_i N_{i,Rd}</math> <math display="block">M_{op,i,Rd} = 0</math> </li> <li>Cisalhamento da face da coluna:  <math display="block">\sigma_{\max} t_i \leq 2t_o (f_{yo} / \sqrt{3}) / \gamma_{M5}</math> </li> </ul>

Tabela 3.13 - Equações de resistência em ligações envolvendo colunas tubulares. Continuação.

	<ul style="list-style-type: none"> <li>Plastificação da parede da coluna:  <math display="block">N_{i,Rd} = k_p f_{yo} t_o^2 (4 + 20\beta^2) (1 + 0,25\eta) / \gamma_{M5}</math> <math display="block">M_{ip,1,Rd} = \frac{h_1 N_{1,Rd}}{(1 + 0,25\eta)}</math> <math display="block">M_{op,1,Rd} = 0,5 b_1 N_{1,Rd}</math> </li> <li>Cisalhamento da face da coluna:  <math display="block">\sigma_{\max} t_1 \leq 2 t_o (f_{yo} / \sqrt{3}) / \gamma_{M5}</math> </li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>Plastificação da parede da coluna:  <math display="block">N_{1,Rd} = \left( \frac{5 k_p f_{yo} t_o^2}{1 - 0,81\beta} \right) (1 + 0,25\eta) / \gamma_{M5}</math> <math display="block">M_{ip,1,Rd} = \frac{h_1 N_{1,Rd}}{(1 + 0,25\eta)}</math> <math display="block">M_{op,1,Rd} = 0,5 b_1 N_{1,Rd}</math> </li> <li>Cisalhamento da face da coluna:  <math display="block">\sigma_{\max} t_1 \leq 2 t_o (f_{yo} / \sqrt{3}) / \gamma_{M5}</math> </li> </ul>
<p>Onde:</p> <p><math>N_{i,Rd}</math> é a força normal resistente de cálculo;</p> <p><math>M_{ip,i,Rd}</math> é o momento fletor resistente de cálculo no plano da ligação;</p> <p><math>M_{op,i,Rd}</math> é o momento fletor resistente de cálculo fora do plano da ligação;</p> <p><math>k_p</math> é um coeficiente para a consideração do efeito da compressão axial da coluna, dado por:</p> <p><math>k_p = 1 - 0,3 n_p (1 + n_p) \leq 1,0</math> , quando a coluna estiver comprimida;</p> <p><math>k_p = 1,0</math> , quando a coluna estiver tracionada.</p> $n_p = \frac{1}{\gamma_{M5}} \left( \frac{\sigma_{p,Ed}}{f_{yo}} \right)$ <p><math>\sigma_{p,Ed}</math> é a tensão axial solicitante na coluna;</p> <p><math>f_{yo}</math> é a tensão de escoamento do aço da coluna;</p> <p><math>\gamma_{M5} = 1,0</math></p> <p><math>\beta = b_i / d_o</math></p> <p><math>\eta = h_i / d_o</math></p>	

Tabela 3.13 - Equações de resistência em ligações envolvendo colunas tubulares. Continuação.

<p><math>\sigma_{max}</math> é a máxima tensão de sollicitação proveniente do elemento conectado, dada por:</p> $\sigma_{max} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{W}$ <p><math>N_{Ed}</math> é a força normal sollicitante proveniente do elemento conectado;  <math>M_{Ed}</math> é o momento fletor sollicitante proveniente do elemento conectado.</p> <p>Nota: Em caso da combinação de esforços normais e momento fletores sollicitantes na ligação, a seguinte equação de interação deve ser verificada:</p> $\frac{N_{i,Ed}}{N_{i,Rd}} + \left( \frac{M_{ip,i,Ed}}{M_{ip,i,Rd}} \right)^2 + \frac{M_{op,i,Ed}}{M_{op,i,Rd}} \leq 1,0$ <p><math>N_{i,Ed}</math> é a força normal sollicitante proveniente do elemento conectado <math>i</math>;  <math>M_{ip,i,Ed}</math> é o momento fletor sollicitante no plano da ligação;  <math>M_{op,i,Ed}</math> é o momento fletor sollicitante fora do plano da ligação;</p>
---

A partir das informações da Tabela 3.13 é possível estabelecer um procedimento para o conhecimento da resistência das ligações ilustradas na Figura 3.7. Para tanto, basta entender as ligações da Figura 3.7 como uma composição das situações descritas na Tabela 3.13. A Tabela 3.14 ilustra tal procedimento.

Tabela 3.14 - Procedimento para determinação da capacidade resistente de ligações entre viga de seção tipo I e coluna tubular.

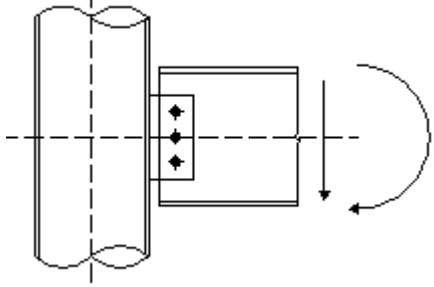
Tipo de Ligação	Componentes a verificar
<p>Ligação com chapa de alma:</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Cisalhamento dos parafusos;</li> <li>• Pressão de apoio e rasgamento na chapa de alma e alma da viga;</li> <li>• Soldas.</li> </ul>

Tabela 3.14 - Procedimento para determinação da capacidade resistente de ligações entre viga de seção tipo I e coluna tubular. Continuação.

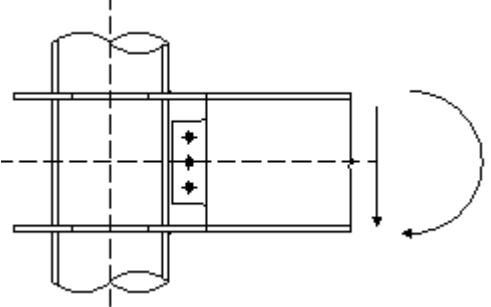
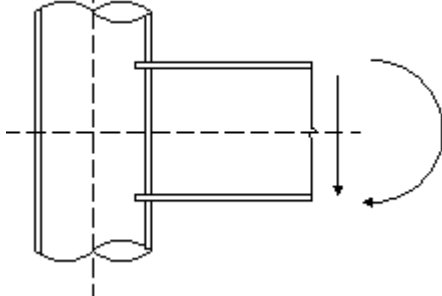
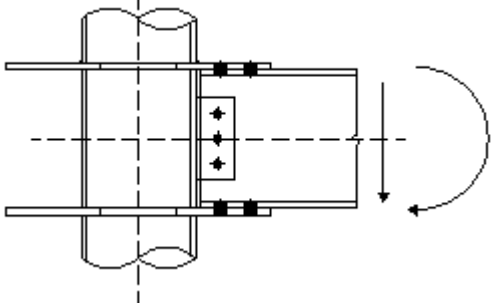
<p>Ligação com diafragmas externos soldados:</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Cisalhamento na face da coluna na região tracionada devido à força de tração transversal exercida pelo diafragma superior;</li> <li>• Plastificação da parede da coluna na região comprimida devido à força de compressão transversal exercida pelo diafragma inferior;</li> <li>• Compressão da alma e mesa da viga (região comprimida);</li> <li>• Tração da alma da viga (região tracionada);</li> <li>• Cisalhamento dos parafusos;</li> <li>• Pressão de apoio e rasgamento na chapa de alma e na alma da viga;</li> <li>• Plastificação do diafragma externo;</li> <li>• Flambagem do diafragma externo comprimido;</li> <li>• Soldas.</li> </ul>
<p>Ligação soldada:</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Cisalhamento na face da coluna na região tracionada devido à força de tração transversal exercida pela mesa superior da viga;</li> <li>• Plastificação da parede da coluna na região comprimida devido à força de compressão transversal exercida pela mesa inferior da viga;</li> <li>• Compressão da alma e mesa da viga (região comprimida);</li> <li>• Tração da alma da viga (região tracionada);</li> <li>• Soldas.</li> </ul>
<p>Ligação com diafragmas externos parafusados (enrijecidos ou não):</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Cisalhamento na face da coluna na região tracionada devido à força de tração transversal exercida pelo diafragma superior;</li> <li>• Plastificação da parede da coluna na região comprimida devido à força de compressão transversal exercida pelo diafragma inferior;</li> <li>• Compressão da alma e mesa da viga (região comprimida);</li> <li>• Tração da alma da viga (região tracionada);</li> <li>• Cisalhamento dos parafusos;</li> <li>• Pressão de apoio e rasgamento na chapa de alma e na alma da viga;</li> </ul>

Tabela 3.14 – Procedimento para determinação da capacidade resistente de ligações entre viga de seção tipo I e coluna tubular. Continuação.

	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pressão de apoio e rasgamento na mesa da viga e diafragma externo;</li> <li>• Plastificação do diafragma externo;</li> <li>• Flambagem do diafragma externo comprimido;</li> <li>• Soldas.</li> </ul>
--	--

### 3.4.2 Procedimento Segundo o ANSI/AISC - LRFD (2005)

No que diz respeito as estruturas tubulares, o ANSI/AISC (2005) normaliza ações em perfis tubulares. Tais ações podem ser de dois tipos:

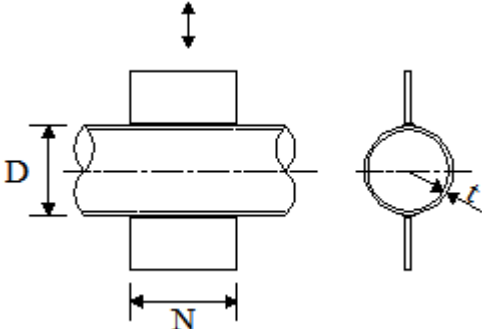
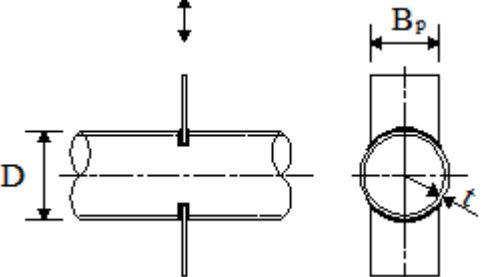
- Força distribuída transversalmente e atuando em direção perpendicular ao eixo;
- Força distribuída longitudinalmente e atuando em direção perpendicular ao eixo;

No caso de uma ligação entre coluna tubular circular e viga de seção tipo I, onde há transferência de momento fletor, a análise pode ser encarada como a ação de um binário. O binário é entendido como forças distribuídas transversalmente e atuando perpendicularmente ao eixo da coluna. O esforço cortante proveniente da viga pode ser encarado como uma força distribuída longitudinalmente e atuando em direção paralela ao eixo da coluna.

O ANSI/AISC (2005) considera ainda a influência da solicitação axial da coluna, caso de ligação viga-coluna, na plastificação da parede em conexão com a chapa e na ocorrência de instabilidades na região de conexão. Esses fatores agravantes da capacidade resistente da ligação são incorporados na formulação por meio do coeficiente  $Q_f$ .

Dessa forma, para ações transversais num elemento tubular de seção circular, o ANSI/AISC (2005) prevê ruptura da ligação por plastificação da seção da coluna. As equações para determinação da resistência de chapas soldadas em barras tubulares de seção tubular circular estão dadas na tabela a seguir.

Tabela 3.15 – Resistência de ações provenientes de chapas soldadas.

Tipo de ligação	Força resistente	Momento fletor no plano da ligação	Momento fletor fora do plano da ligação
	$R_n = 5,5F_y t^2 \left( 1 + 0,25 \frac{N}{D} \right) Q_f$	$M_n = NR_n$	-
	$R_n = F_y t^2 \left( \frac{5,50}{1 - 0,81 \frac{B_p}{D}} \right) Q_f$	-	$M_n = 0,5B_p R_n$

Onde:

$Q_f = 1,0$ , se a barra estiver tracionada;

$Q_f = 1,0 - 0,3U(1 + U) \leq 1,0$ , se a barra estiver comprimida.

$U$  é o coeficiente de utilização, dado por:

$$U = \left| \frac{P_u}{A_g F_y} + \frac{M_u}{S F_y} \right|$$

$P_r$  é a resistência axial mínima requerida pela solicitação;

$M_r$  é a resistência à flexão mínima requerida;

$A_g$  é a área bruta da seção transversal da barra;

$S$  é o momento resistente de terceira ordem.



### 3.5 Comentários Finais

Foram discutidas as características estruturais das estruturas tubulares, mais especificamente quanto ao seu dimensionamento à compressão segundo o Eurocode 3 (2003) e ANSI/AISC (2005). Foram apresentados ainda os procedimentos pertinentes ao estudo das ligações em geral, segundo as duas normas citadas, incluindo as ligações tubulares. É possível observar que o procedimento proposto pelo Eurocode 3 (2003) é mais completo, oferecendo a possibilidade de adaptação para outros tipos de ligações.

O método das componentes proposto pelo Eurocode 3 (2003) se mostra uma ferramenta adequada para análise de ligações entre viga de seção tipo I e coluna tubular circular. Para isso basta adaptar o método, encarando as ações de chapas soldadas na parede da coluna como componentes adicionais. Tal adaptação do método das componentes somente é possível para a determinação da resistência, uma vez que não há informações sobre rigidez e ductilidade de chapas ligadas a elementos tubulares.

Observa-se que os procedimentos de dimensionamento de ligações tubulares analisados incorporam a perda de resistência por meio de coeficientes que reduzem a capacidade resistente da ligação. O Eurocode 3 (2003) define o parâmetro  $k_p$  como o responsável pela redução da capacidade da ligação. Já o ANSI/AISC (2005) define o coeficiente  $Q_f$  para redução da resistência.

Nas formulações referentes às ligações tubulares é possível perceber semelhanças entre as normas Eurocode 3 (2003) e ANSI/AISC (2005). Isto é justificado pelo fato de que ambas as normas têm seus procedimentos e formulações baseadas nas publicações do CIDECT (Comitê Internacional para o Desenvolvimento e Estudo da Construção Tubular). O CIDECT é responsável pela compilação e síntese de grande parte dos estudos em estruturas tubulares desde a década de sessenta.



# Capítulo 4 : DESCRIÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

---

## 4.1 Considerações Iniciais

Este capítulo destina-se a descrição do desenvolvimento dos modelos numéricos em elementos finitos, os quais permitem a simulação do comportamento de ligações entre viga de seção tipo I e coluna tubular de seção circular.

Atualmente, existe uma grande disponibilidade de *softwares* comerciais capazes de realizar simulações numéricas. Alguns destes apresentam ferramentas que permitem a consideração de fenômenos estruturais complexos, incluindo não-linearidades de contato, física e geométrica.

No estudo tridimensional das ligações é notável a complexidade envolvida, em especial no caso de ligações parafusadas, onde a não-linearidade de contato entre parafusos e chapas exerce influência significativa no comportamento. O método dos elementos finitos se caracteriza como uma ferramenta poderosa para a análise dos fenômenos que regem o comportamento das ligações.

O estudo numérico foi executado seguindo uma seqüência de operações básicas, comum a todos os modelos. Tal seqüência de operações foi desenvolvida buscando automatizar todo o processo de construção e processamento dos modelos. Contou-se com o auxílio de arquivos de comandos parametrizados, o que garante maior produtividade ao se alterar as variáveis envolvidas.

As análises numéricas foram executadas com o *software Ansys®*, no entanto para a fase de construção da geometria e definição da malha de elementos finitos

especificamente, foi utilizado o *software TrueGrid*®. Este programa foi adotado tendo em vista as maiores possibilidades de geração das malhas de elementos finitos.

As etapas necessárias à construção e análise dos modelos numéricos, as quais foram rigorosamente seguidas, consistem em:

Definição da geometria;

Adoção dos elementos finitos utilizados no modelo;

Definição dos modelos constitutivos dos materiais envolvidos;

Construção da malha de elementos finitos;

Aplicação das condições de contorno;

Aplicação da força de protensão nos parafusos (se houver);

Aplicação do carregamento na viga.

Todo o processo de análise numérica é iniciado com a construção das malhas de elementos finitos por meio do *TrueGrid*®. Posteriormente a importação da malha para o *Ansys*® e geração das malhas de contato, a fase de pré-processamento é finalizada com a definição das condições de contorno e aplicação dos carregamentos necessários. A fase de processamento é realizada no *Ansys*®, bem como a visualização dos resultados.

A análise numérica levou em consideração a não-linearidade física dos materiais e a não-linearidade geométrica. O regime de grandes deslocamentos também foi contemplado, permitindo uma melhor representatividade dos fenômenos de instabilidades geométricas localizadas.

## **4.2 Elementos Finitos Utilizados**

### **4.2.1 Elemento Finito Sólido**

As partes componentes da ligação (viga, coluna, chapas e parafusos), foram modeladas por meio de elementos sólidos tridimensionais de seis e cinco lados. Esses

elementos possuem três graus de liberdade por nó, translações nas direções  $x$ ,  $y$  e  $z$  (Figura 4.1). Os elementos sólidos adotados são denominados pelo *Ansys*® de *SOLID45*, e permite considerar ainda plasticidade, fluência, grandes deformações e deslocamentos.

Tristão (2006) enfatiza que este elemento pode, em alguns casos, gerar respostas numéricas desfavoráveis em solicitações que causam flexão, fenômeno denominado *shear locking*. Tal fenômeno provoca aumento na rigidez do elemento. Para minimizar a influência do *shear locking*, o programa utiliza graus de liberdade fictícios adicionais que inibe o aumento de rigidez dos elementos.

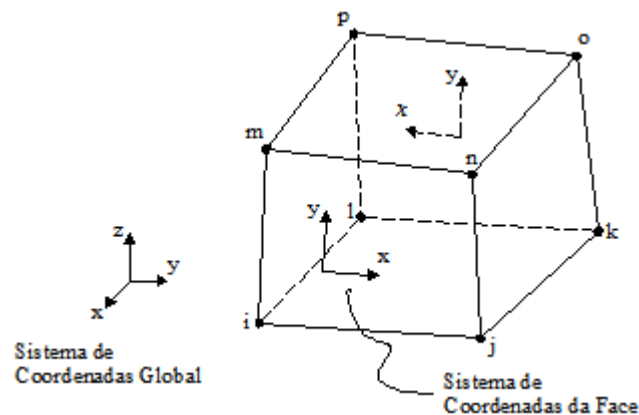


Figura 4.1 - Elementos sólidos tridimensionais. Fonte: *Ansys*®.

#### 4.2.2 Elemento Finito Unidimensional

A malha de elementos finitos da viga consiste, basicamente, de dois trechos onde são utilizados elementos diferentes. O primeiro trecho corresponde à região na qual as tensões nas mesas e alma da viga sofrem influência direta do comportamento da ligação, este trecho é modelado por meio de elementos finitos sólidos tridimensionais. No segundo trecho, mais distante da ligação, a viga é modelada por meio de elementos unidimensionais de viga.

Esta estratégia permite reduzir o esforço computacional, bem como induzir o trecho representado por elementos tridimensionais a desenvolver esforços característicos do comportamento de viga. Isto se dá devido ao fato de que os nós

presentes na seção de transição entre os dois elementos têm seus deslocamentos impostos em função dos deslocamentos e rotação do primeiro nó do trecho idealizado com elementos unidimensionais. Tal acoplamento entre nós é apresentado adiante com maiores detalhes.

O elemento de viga apresenta dois nós, sendo três graus de liberdade por nó (translações em  $x$  e  $y$ , e rotação em torno do eixo  $z$ ), Figura 4.2. Este elemento (denominado pelo *Ansys*® de *BEAM3*) não permite deformações axiais plásticas, portanto todas as tensões se desenvolvem no regime elástico.

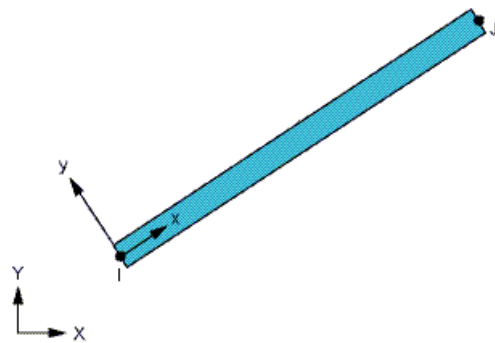


Figura 4.2 - Elemento de barra. Fonte: *Ansys*®.

### 4.2.3 Elementos de Contato

Dois corpos sólidos entram em contato quando há a tendência de penetração de um corpo no outro. De acordo com esta definição, é possível perceber que um dos corpos citados é o agente do processo, enquanto que o outro sofre a ação. Em resumo, num problema de contato existem duas superfícies que se encontram num processo complexo de transferência de tensões do tipo ação e reação.

No contato entre duas superfícies, é necessário se determinar a superfície alvo e a superfície de contato. Para tanto, denomina-se como *superfície alvo* a mais rígida ou aquela que sofrerá a ação da outra superfície. A *superfície de contato* é definida como a

superfície que exerce a ação sobre a superfície alvo. Essas duas superfícies trabalham associadas e são denominadas de “par de contato”, Figura 4.3.

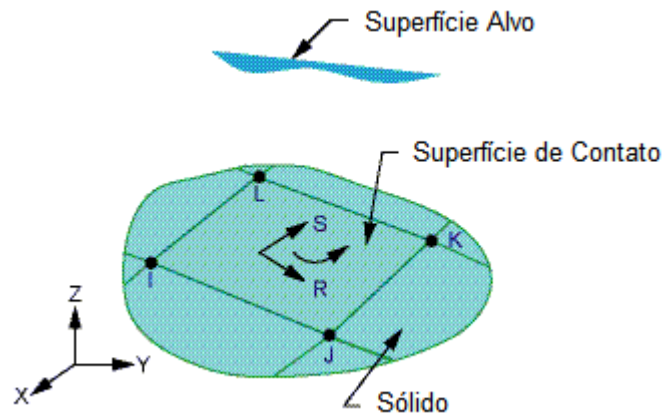


Figura 4.3 – Par de contato genérico. Fonte: Ansys®

As tensões provenientes do contato entre as superfícies somente se pronunciam quando há a tendência de penetração da superfície de contato na superfície alvo. Sendo assim, não ocorre transferência de tensões entre as superfícies quando a tendência é a separação das superfícies.

Cada par de contato identificado no modelo pode apresentar características específicas. Essas características dizem respeito a fatores como a rigidez normal e tangencial à superfície em contato, bem como ao atrito entre as superfícies e tolerância de penetração. Dentre os fatores citados acima, foram definidos o coeficiente de rigidez normal ( $FKN = 1,0$ ), a tolerância de penetração ( $FTOLN = 0,1$ ) e o coeficiente de atrito entre as superfícies ( $\mu = 0,3$ ). A rigidez tangencial é calculada em função da rigidez normal e do coeficiente de atrito.

Os parâmetros que caracterizam os pares de contato exercem influência significativa na convergência do modelo numérico, em especial a rigidez normal e a tolerância de penetração da superfície de contato na superfície alvo. Segundo Tristão (2006), a rigidez normal pode variar em função da discretização, ou seja, do tamanho dos elementos finitos. Os valores foram adotados tendo em vista a boa convergência do modelo numérico.

Dessa forma, a malha da superfície alvo foi gerada com elementos denominados pelo *Ansys®* de *TARGE170*. Já a malha da superfície de contato foi gerada com elementos planos denominados *CONTA173*.

### 4.3 Construção da Malha de Elementos Finitos

Neste trabalho foram tomadas para estudo as ligações entre viga I e coluna tubular em três tipos: com chapa de alma (ligação flexível), ligações completamente soldadas (ligação rígida), e com diafragmas externos soldados ou parafusados às mesas (ligação rígida).

A construção das malhas de elementos finitos sólidos foi feita no ambiente do *software TrueGrid®*, o qual viabilizou a utilização de uma malha regular e de acordo com as configurações desejadas. Em todos os modelos as malhas foram concebidas de acordo com as características físicas reais, respeitando suas dimensões.

Para a construção da malha da viga, contou-se com um primeiro trecho cuja representação foi tridimensional, e outro trecho subsequente onde a modelagem foi realizada com elementos unidimensionais de viga (Figura 4.4). No primeiro trecho, adjacente a ligação, foram utilizados elementos finitos sólidos. De acordo com o exposto anteriormente, este procedimento permite construir um modelo com menos elementos, reduzindo o esforço computacional, uma vez que foram utilizados elementos sólidos somente na região sob influência direta do comportamento da ligação.

O acoplamento entre os dois trechos da viga deve ser feito de forma adequada na seção de transição entre eles, de tal forma que o comportamento típico de viga, característico no trecho em elementos unidimensionais, seja efetivamente transferido ao trecho tridimensional. Tal acoplamento foi feito por meio de uma compatibilização dos deslocamentos e rotação do primeiro nó do trecho em elemento de viga com os deslocamentos de todos os nós presentes na última seção do trecho tridimensional.



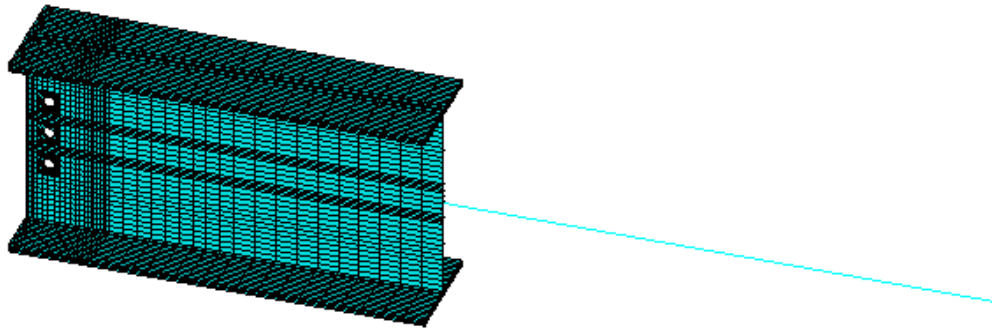


Figura 4.4 - Modelo em elementos finitos da viga.

Para o entendimento do procedimento adotado na compatibilização dos deslocamentos, entende-se como “*mestre*” o nó no qual o primeiro elemento de barra está ligado ao trecho de elementos sólidos e nós “*escravos*” os demais nós situados nesta seção e pertencentes ao trecho de elementos sólidos. Dessa forma, os deslocamentos dos nós “*escravos*” foram definidos por meio das seguintes equações de compatibilização:

$$u_S = u_M - y \cdot \theta_M \quad (4.1)$$

$$v_S = v_M \quad (4.2)$$

Onde:

$u_S$  é o deslocamento dos nós escravos, na direção do eixo longitudinal da viga;

$u_M$  é o deslocamento do nó mestre na direção do eixo longitudinal da viga;

$y$  é a distancia vertical entre o eixo longitudinal da viga e o nó em questão;

$\theta_M$  é a rotação do nó máster, em torno do eixo perpendicular ao plano da ligação;

$v_S$  é o deslocamento vertical dos nós escravos;

$v_M$  é o deslocamento vertical do nó mestre.

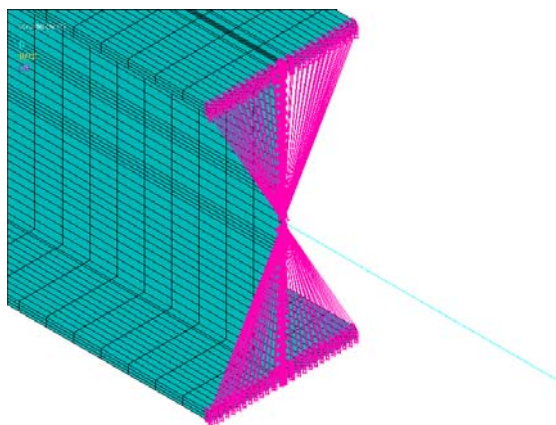


Figura 4.5 - Compatibilização dos deslocamentos dos nós na seção de interface dos elementos sólidos com os elementos unidimensionais.

A construção da malha da viga e da coluna foi feita de tal maneira que houvesse maior concentração de elementos na região adjacente a ligação. Em outras palavras, houve maior refinamento da malha na região próxima à ligação, visto que esta região é de interesse para o estudo. A Figura 4.6 apresenta a malha de elementos finitos da coluna.

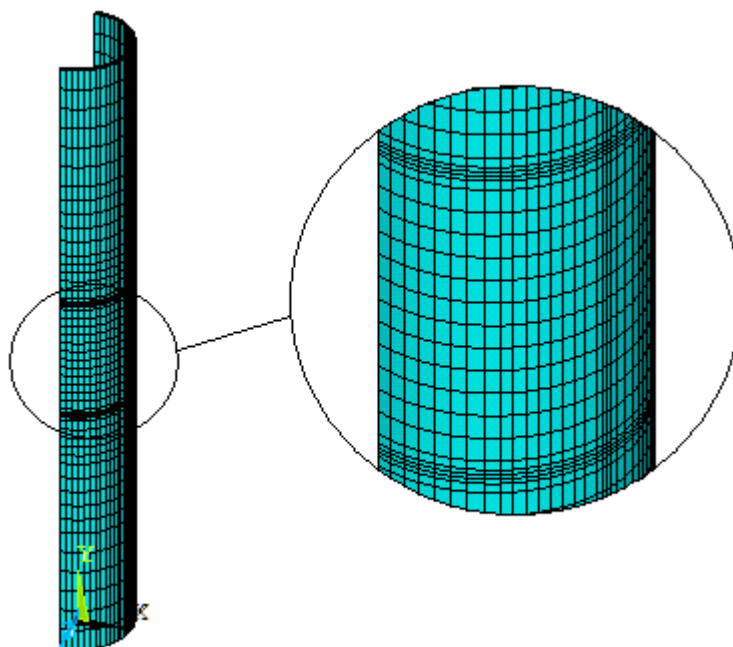


Figura 4.6 - Malha de elementos finitos da coluna.

Devido à excentricidade da chapa de alma em relação ao eixo da coluna mostrada na Figura 4.7, a consideração da simetria para diminuição do número de elementos não é recomendada. É necessário investigar a influência de tal excentricidade no comportamento global do modelo, bem como a perturbação localizada na face da coluna.

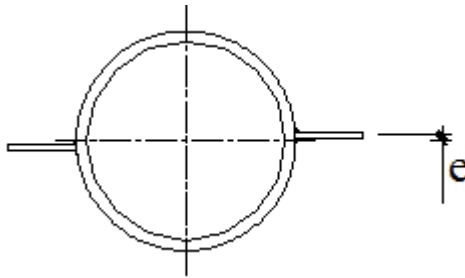


Figura 4.7 – Excentricidade da chapa de alma em relação ao eixo da coluna.

As malhas de elementos finitos para a chapa de alma e o diafragma externo estão ilustradas nas Figura 4.8. Em todos os furos na chapa simples e na alma da viga, foram consideradas folgas em reação ao diâmetro do parafuso.

Os parafusos foram construídos considerando que o mesmo e a porca formam um único sólido. Foram adotados parafusos hexaédricos, ou seja, com cabeça poligonal de seis lados. O comprimento do fuste dos parafusos corresponde à soma das espessuras das chapas compreendidas entre a cabeça e a porca. A Figura 4.9 ilustra a malha dos parafusos.

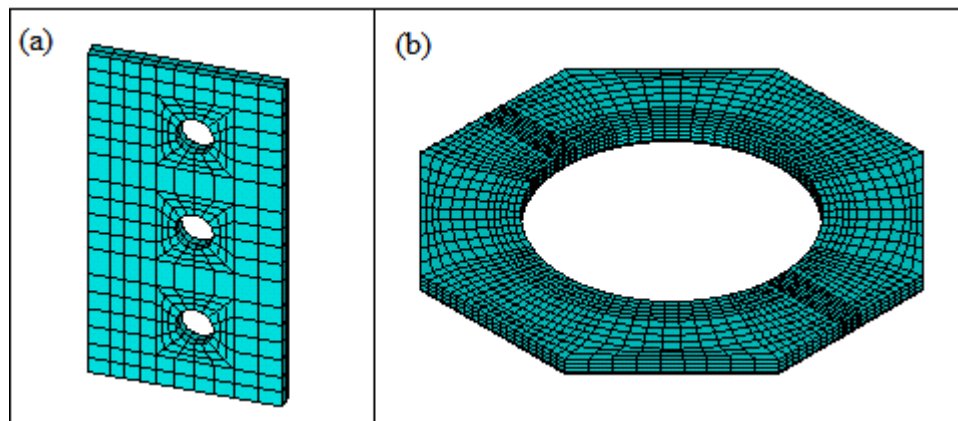


Figura 4.8 – Malha da chapa de alma (a) e do diafragma externo (b).

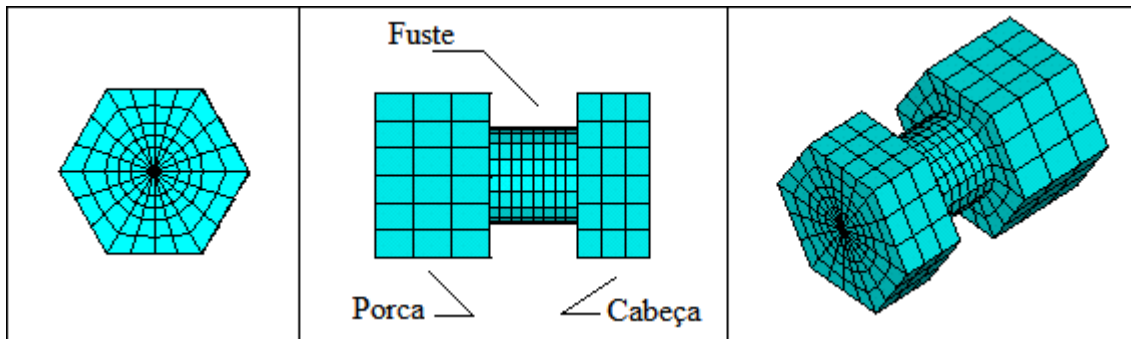


Figura 4.9 - Malha do parafuso.

#### 4.4 Modelos Constitutivos dos Materiais

A relação entre tensão e deformação dos materiais é um dos fatores mais importantes de uma simulação numérica. Isto se deve à influência que o modelo constitutivo exerce no comportamento da estrutura, principalmente em estágios avançados de solicitações, devido ao comportamento plástico dos materiais. Assim, a escolha de modelos constitutivos que representem fielmente o comportamento dos materiais é fundamental para uma caracterização satisfatória dos estados limites últimos da estrutura.

Por outro lado, alguns parâmetros que descrevem o comportamento das ligações são menos sensíveis ao modelo constitutivo, caso da rigidez rotacional inicial da ligação. No entanto, existem outros fatores de interesse que, ao contrário da rigidez inicial, são extremamente sensíveis ao modelo constitutivo adotado. Esses fatores dizem respeito à resistência e ductilidade da ligação.

Numericamente, a representação dos modelos constitutivos foi feita por meio de diagramas multilíneares da relação tensão-deformação. Os diagramas adotados permitem a simulação dos fenômenos de plastificação e ruptura do aço, uma vez que tais diagramas contemplam fatores fundamentais como o patamar de escoamento, encruamento e ainda os limites de ruptura do material em termos de tensão e deformação.

Como critério de plastificação, foi adotado o critério de Von Mises, ou seja, a plastificação foi caracterizada tendo em vista as tensões equivalentes de Von Mises. Foi adotado ainda o modelo de encruamento isótropo. O *software Ansys®* contém, além deste citado, outros modelos de critério de plastificação e encruamento. Cabe ao usuário somente a escolha do modelo desejado e o fornecimento dos parâmetros necessários.

Os diagramas multilíneares adotados foram propostos inicialmente por Maggi (2004), a partir de estudos experimentais realizados na Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. A Figura 4.10 mostra a relação tensão-deformação para o aço que compõe a viga, coluna e demais partes formadas por chapas. Para os parafusos de alta resistência, foi adotado para a modelagem o diagrama tensão-deformação da Figura 4.11.

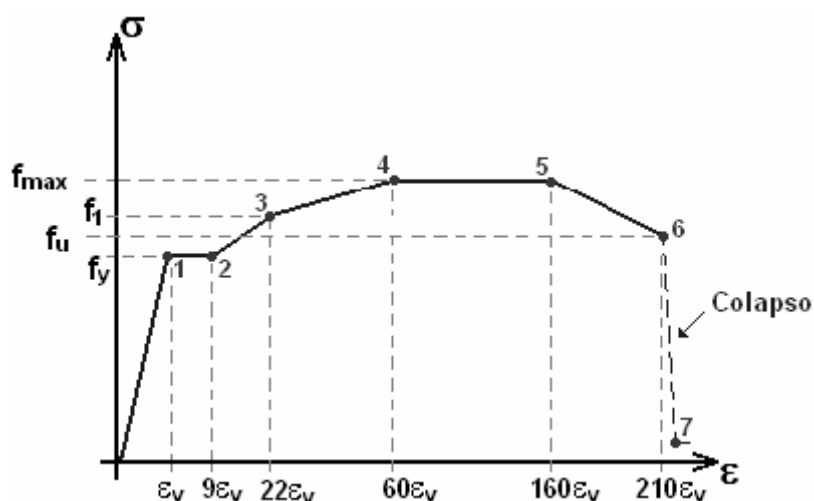


Figura 4.10 - Diagrama multilinear das chapas. Fonte: Maggi (2004).

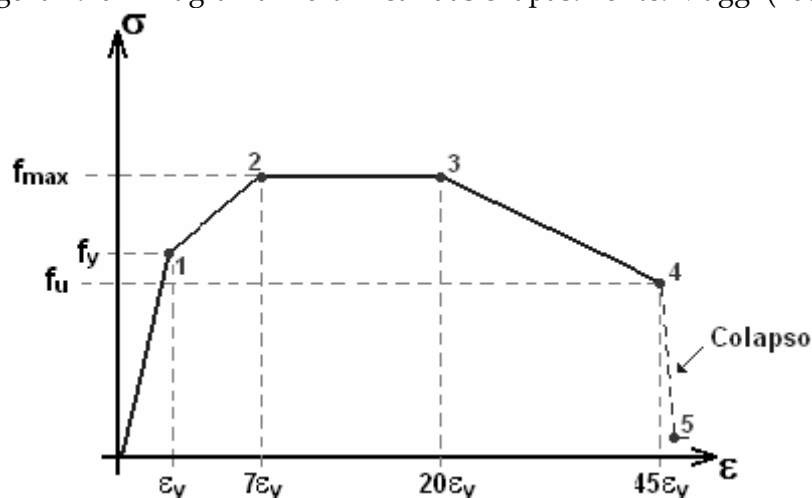


Figura 4.11 - Diagrama multilinear dos parafusos. Fonte: Maggi (2004).

Onde  $f_y$  é a tensão de escoamento do aço das chapas (anéis, chapa de alma, tubo e viga),  $f_{max}$  é a tensão máxima do material (ou tensão última) e  $f_u$  é a tensão correspondente ao colapso do material. Para cada elemento componente da ligação os valores acima são apresentados na tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Propriedades dos materiais.

	<i>Tensão de Escoamento</i> (MPa)	<i>Tensão Última</i> (MPa)
Vigas	345	400
Colunas	250	400
Chapas de Ligação	250	400
Parafusos	635	825

Nos diagramas acima, o trecho indicado como de colapso ocorre após o limite último do material, dado pela tensão última e deformação equivalente. Este trecho apresenta inclinação bastante acentuada e termina no ponto de deformação 1% maior que a deformação última e tensão de 0,1. De acordo com Tristão (2006), este trecho leva a não convergência da solução numérica, caracterizando assim a ruptura do material.

#### 4.5 Condições de Contorno e Carregamento

A aplicação das condições de contorno e carregamento é a última etapa da construção do modelo numérico. As condições de contorno impostas ao modelo são basicamente de dois tipos. No primeiro estão as restrições de deslocamentos, estas impedem deslocamentos de corpo rígido, garantindo assim que a matriz de rigidez seja não singular. No segundo estão as condições de contorno que diz respeito à simetria do modelo (nos casos em que houver tal consideração).

As restrições de deslocamento nulo foram aplicadas nas duas extremidades da coluna. Todos os nós pertencentes à seção da extremidade inferior da coluna foram impedidos de transladar e rotacionar em qualquer uma das três direções ortogonais. O

mesmo foi feito para os nós da seção situada na extremidade superior da coluna, com exceção do deslocamento na direção axial da coluna, uma vez que nesta direção é aplicado o carregamento do pilar.

Quanto à condição de simetria, é necessário que os nós pertencentes à coluna, situados na face correspondente ao plano de simetria, sejam definidos como nós de simetria. Para tanto, é necessário restringir os deslocamentos normais ao plano de simetria, ou seja, restringir os deslocamentos na direção do eixo  $x$  dos nós de simetria.

A aplicação do carregamento foi feito em três etapas. Na primeira foi aplicada a protensão nos parafuso de alta resistência. Na segunda foi aplicada a sollicitação axial na coluna. Na terceira etapa foi aplicado carregamento da viga em pequenos passos (incrementos) até que fossem atingidos os estados limites últimos da ligação.

#### 4.5.1 Aplicação da Protensão nos Parafusos

A aplicação da força de protensão nos parafusos foi feita por meio de um gradiente negativo de temperatura imposto ao fuste dos parafusos. Esta variação de temperatura gera retração no fuste do parafuso, que por sua vez tem a cabeça e a porca restringida pelo contato com as chapas, gerando assim tensões de protensão do parafuso.

A variação de temperatura aplicada deve ser tal que as tensões geradas no fuste sejam equivalentes a força de protensão desejada. Assim, dada uma força de protensão (calculada como sendo 70% da força resistente de tração do parafuso), a determinação da variação da temperatura depende do comprimento do fuste. Maggi (2004) mostra que é possível relacionar a variação de temperatura com o comprimento do fuste para diâmetros nominais de parafusos. A Figura 4.12 ilustra a relação temperatura-comprimento, obtida por meio de análise numérica paramétrica dos parafusos.

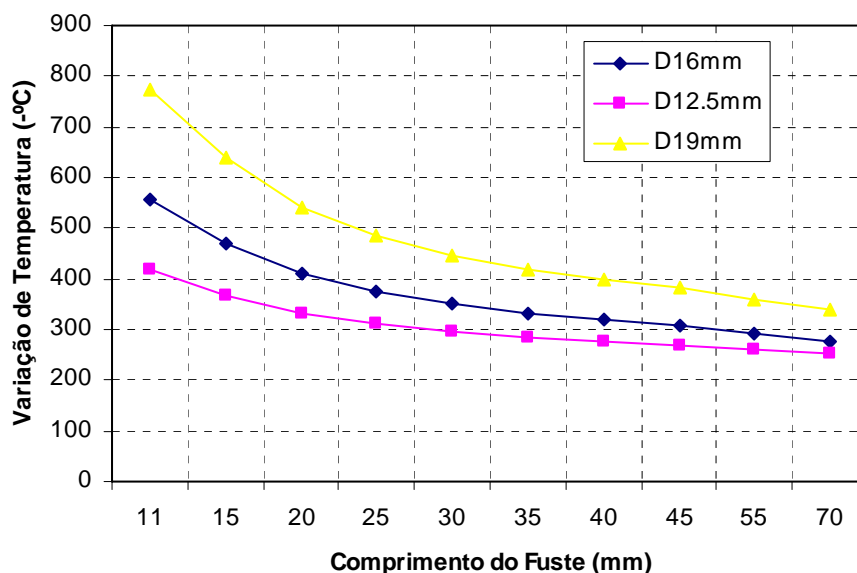


Figura 4.12 – Gradiente de temperatura para aplicação da força de protensão dos parafusos.

Tal análise paramétrica foi feita variando-se o diâmetro e o comprimento do fuste. Em cada análise a temperatura foi aplicada gradualmente em pequenos incrementos e em cada um deles foi observada a força de protensão atualizada.

Este procedimento não altera as características mecânicas dos materiais, visto que tais características foram definidas como sendo independentes da temperatura. Sendo assim, o gradiente de temperatura aplicado no fuste tem como único objetivo a indução de um estado de tensão necessário à protensão do parafuso.

#### 4.5.2 Compressão Axial da Coluna

De acordo com o exposto em capítulo anterior, a compressão axial da coluna tem influência no comportamento da ligação. A coluna quando solicitada gera um estado de tensão na parede do tubo capaz de influenciar na capacidade resistente da ligação. Essa influência na resistência da ligação está associada à plastificação precoce da parede do tubo, e ainda o desenvolvimento de instabilidades localizadas.

A solicitação adotada neste trabalho é diretamente proporcional a capacidade resistente da coluna. A força solicitante é transformada em deslocamento equivalente,



ou seja, foi calculado o deslocamento axial capaz de gerar a força necessária. A compressão axial da coluna foi feita em termos de deslocamentos e aplicada em uma de suas extremidades.

A compressão da coluna foi feita imediatamente após a protensão dos parafusos. Assim, ao se comprimir a coluna, a viga encontra-se devidamente conectada à coluna e com os parafusos já protendidos.

### 4.5.3 Carregamento na Viga

Para simulação do comportamento da ligação é necessário solicitar a viga de modo a gerar flexão na mesma, induzindo assim a rotação da ligação. A solicitação foi feita por meio da aplicação de deslocamento na direção vertical. Tal deslocamento foi aplicado no último nó do trecho representado por elementos de viga, Figura 4.13

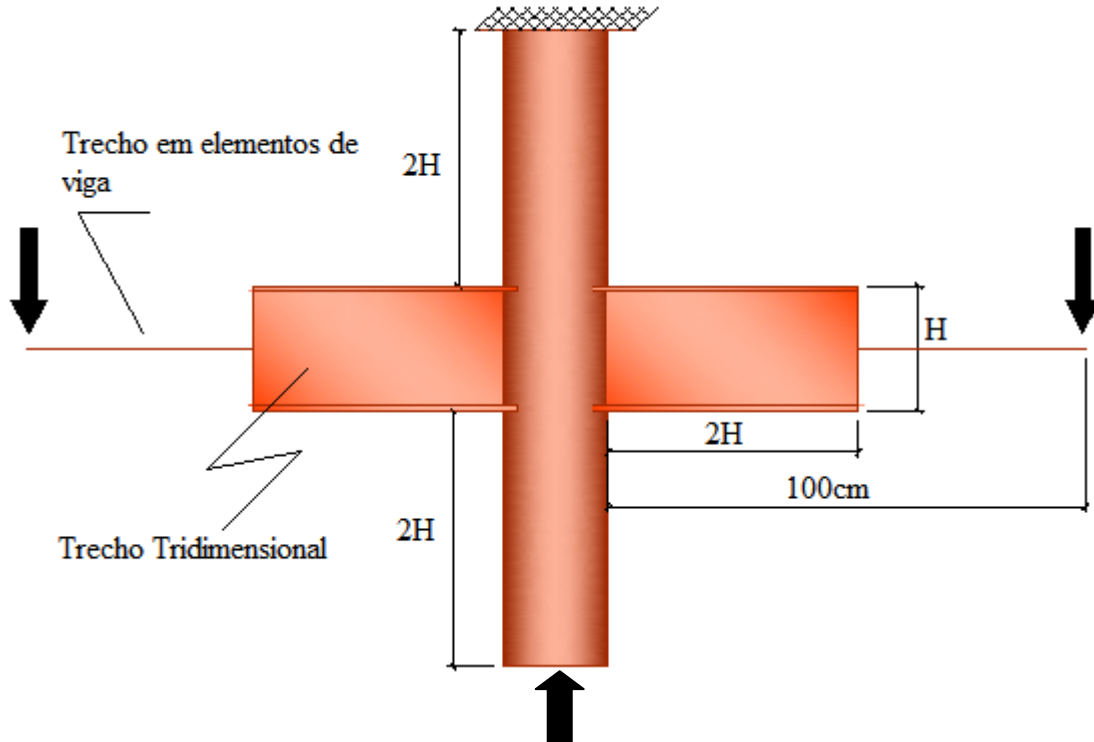


Figura 4.13 - Esquema de carregamento no modelo numérico.

O carregamento é aplicado em pequenos incrementos até o nível em que não ocorrerá mais a convergência do modelo. Neste estágio de solicitação, a não convergência caracteriza a existência de regiões que se encontram no nível de colapso descrito na Figura 4.10.

#### 4.6 Solução Incremental-Iterativa

A consideração de fenômenos como plasticidade, encruamento e ainda as descontinuidades geométricas, caracteriza um comportamento não linear do modelo. Este comportamento é matematicamente representado por um sistema de equações não lineares, onde a solução deve ser estimada por métodos aproximados.

Os métodos aproximados para solução de problemas não lineares consistem basicamente numa estratégia de *previsão* e *correção* em passo finito. Em outras palavras, a solicitação é aplicada de forma incremental (pequenos passos), em cada incremento é feita uma estimativa inicial elástica da solução (previsão). A hipótese elástica é confirmada ou não por meio do critério de plastificação adotado, verificando se a estimativa inicial ultrapassou o limite elástico do material.

A etapa de correção é acionada quando a estimativa inicial (previsão) ultrapassa o critério de plastificação. A correção é feita por meio de um procedimento iterativo, o qual busca satisfazer as condições de equilíbrio. O processo iterativo encerra quando o erro ou resíduo atende a uma tolerância especificada, admite-se então que a estrutura está em equilíbrio. A degradação da rigidez é introduzida na análise através da sua atualização, que pode ser feita em cada incremento ou em cada iteração.

Neste trabalho foi utilizado o método *Newton-Raphson Full*. Este método consiste num procedimento incremental-iterativo, onde a rigidez é atualizada em cada iteração. Conforme citado anteriormente, foi adotado o critério de plastificação de Von Mises para avaliar a hipótese elástica (previsão).

#### 4.7 Considerações Finais

Foi apresentado o procedimento de construção dos modelos numéricos para análise de ligações entre viga de seção I e coluna tubular circular. Foram utilizados os softwares *TrueGrid*® e *Ansys*® para a geração de malhas, aplicação das condições de contorno, carregamento e análise. A interface entre os dois programas é feita por meio de um arquivo de dados criado pelo *TrueGrid*® e lido pelo *Ansys*®. Tal arquivo contém todas as informações da malha gerada.

Em todas as etapas de carregamento foi adotado o método de Newton-Raphson Full para resolução do sistema de equações não lineares. Este método segue um procedimento incremental-iterativo, onde o carregamento é aplicado em pequenos passos. Em cada passo de carregamento, é feita uma estimativa inicial do equilíbrio, que por sua vez é corrigida por processo iterativo. A rigidez é atualizada em cada iteração de equilíbrio.

Devido à complexidade da modelagem numérica realizada, é fundamental que os passos para a construção do modelo sejam rigorosamente seguidos. Esse fato justifica a utilização de arquivos de comandos parametrizados, que além de organizar todos os passos a serem seguidos, apresenta grandes vantagens em termos de produtividade principalmente quando se deseja parametrizar a análise.



# Capítulo 5 : APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

---

## 5.1 Apresentação

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos na modelagem numérica das ligações, conforme descritas em capítulo anterior. A exposição e discussão dos resultados é feita de modo a se estabelecer um comparativo entre os resultados numéricos e analíticos obtidos a partir do Eurocode 3 (2003). Uma vez que a norma europeia somente permite a estimativa do momento resistente da ligação, esta grandeza será utilizada para avaliação da conformidade do procedimento normativo.

Antes da exposição dos resultados obtidos por meio da análise numérica, é feito um estudo de validação da metodologia de modelagem adotada neste trabalho, a qual já foi aplicada com sucesso em trabalhos anteriores como Tristão (2006). Tal validação é viabilizada através do trabalho de Winkel *et al* (1993), onde nesta ocasião foram investigados o comportamento  $M-\Phi$  de ligações soldadas entre viga de seção tipo  $I$  e coluna tubular.

Após a validação da metodologia empregada para a modelagem das ligações, são apresentados os resultados obtidos numericamente e analiticamente. Primeiramente é discutido o comportamento  $M-\Phi$  das ligações, destacando-se os parâmetros que caracterizam tal comportamento, como o momento resistente, a rigidez inicial e rotações.

Nas ligações em que o diagrama  $M-\Phi$  apresenta ponto de máximo, o momento resistente  $M_n$  é tomado como o momento correspondente a tal ponto. Nos casos em que o diagrama  $M-\Phi$  não apresenta esta característica o  $M_n$  é tomado como o momento

equivalente à rotação de  $20mrad$ , contudo, para fins de informação, em todos os casos é apresentado o momento correspondente à rotação citada.

Dando seguimento, são apresentadas as tensões longitudinais na alma das vigas em seções conhecidas. Por fim são discutidas as regiões de plastificação na face da coluna tubular e das peças componentes da ligação, bem como a ocorrência de instabilidades localizadas. As regiões de plastificação são identificadas por meio da apresentação das tensões de Von Mises, uma vez que é este o critério de plastificação adotado.

## 5.2 Comparação Com o Experimento de Winkel *et al* (1993)

Conforme foi apresentado no capítulo 2, o trabalho desenvolvido por Winkel *et al* (1993) consistiu na investigação do comportamento de ligações soldadas entre viga de seção tipo *I* e coluna tubular circular. Nessas ligações, consideraram-se as vigas completamente soldadas na coluna interna (com quatro vigas conectadas), conforme Figura 2.9.

Para modelagem numérica do exemplo de Winkel *et al* (1993) foram feitas as seguintes considerações em relação às propriedades mecânicas dos materiais dos elementos estruturais envolvidos:

- Para o aço da viga e do tubo foi adotado o modelo constitutivo ilustrado na Figura 4.10. Para as vigas foram utilizados  $421MPa$  de tensão de escoamento e  $516MPa$  de tensão última. Para a coluna,  $387MPa$  e  $510MPa$  de tensão de escoamento e última, respectivamente;
- Para o material da solda foram adotados dois modelos constitutivos elasto-plásticos perfeitos (Figura 5.1), sendo o primeiro com restrição de deformação total em  $45*\epsilon_w$  (onde  $\epsilon_w$  é a deformação correspondente ao limite elástico). Sendo  $f_w=487Mpa$ .

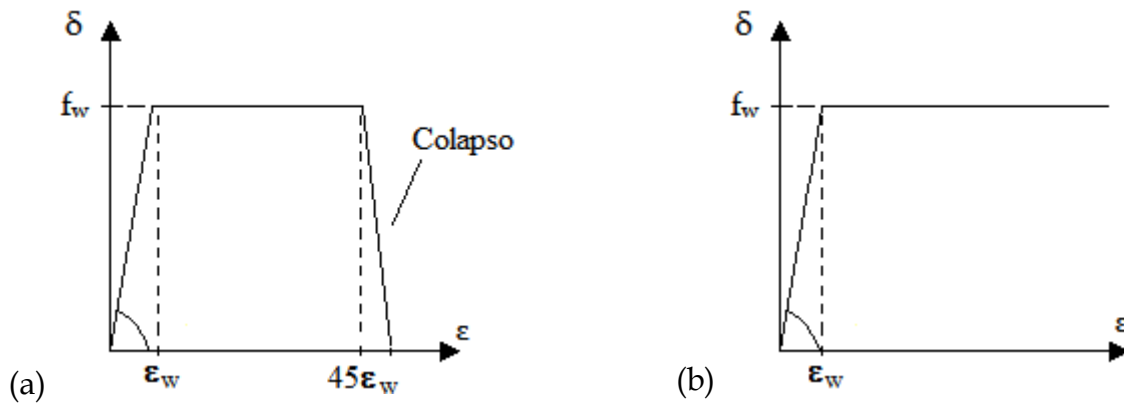


Figura 5.1- Modelos constitutivos adotados para o material da solda: (a) elasto-plástico perfeito com limite de deformação total imposto; (b) elasto-plástico perfeito.

A Figura 5.3 ilustra o comportamento  $M-\Phi$  da ligação estudada por Winkel *et al* (1993) segundo as considerações para a modelagem da solda, citadas anteriormente. Como parâmetro de comparação foi adotado o momento correspondente à rotação de  $20mrad$ , rotação citada pelo Eurocode 3 (2003) como critério para estimativa do momento máximo de ligações cujo diagrama  $M-\Phi$  não apresenta ponto de máximo.

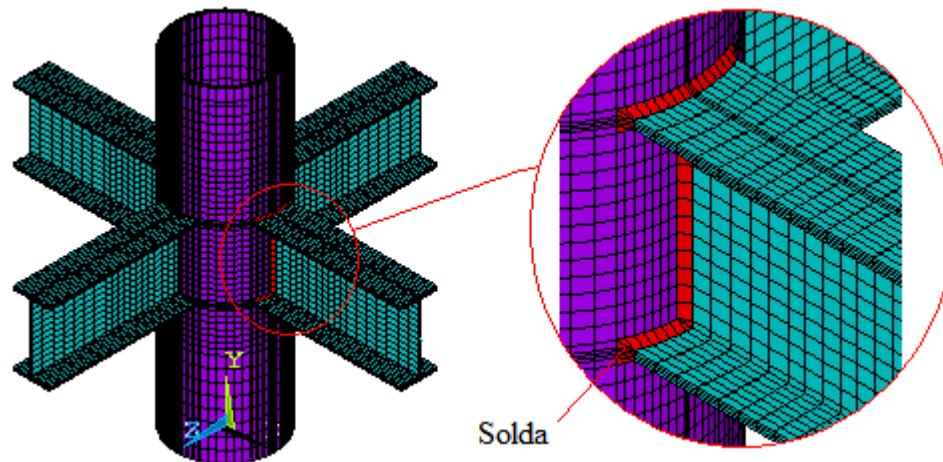


Figura 5.2 - Modelo em elementos finitos da ligação ensaiada por Winkel *et al* (1993). As vigas apresentam comprimento de  $110cm$  e a coluna  $180cm$ .

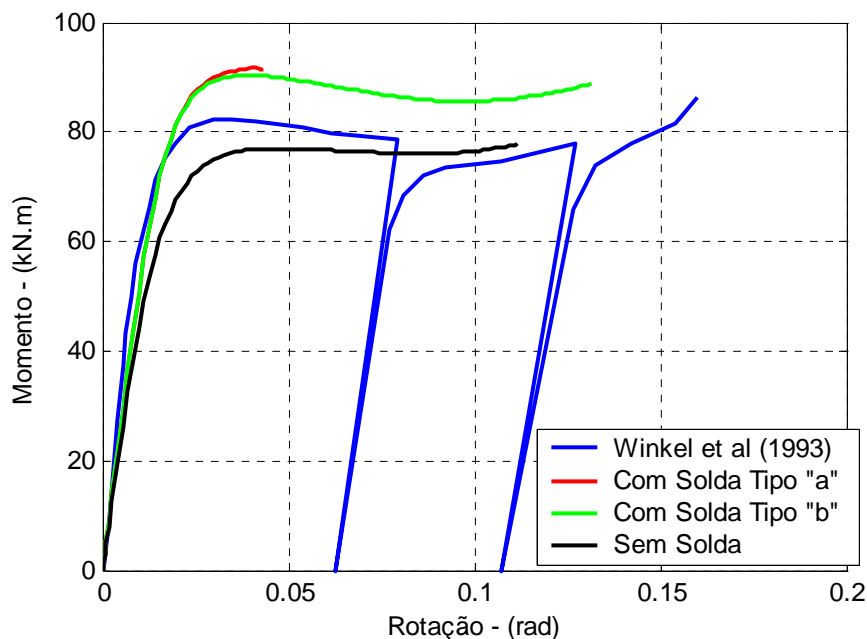


Figura 5.3 – Comparação do comportamento  $M-\Phi$  da ligação estudada por Winkel *et al* (1993) com a modelagem proposta<sup>1</sup>.

Analisando a Figura 5.3 percebe-se que o comportamento  $M-\Phi$  da ligação estudada por Winkel *et al* (1993) apresenta um ponto de máximo antes da ligação começar a perder resistência. Este fato é captado pela metodologia de modelagem proposta neste trabalho, no entanto para o modelo sem solda, tal ponto ocorre num nível mais avançado de rotação, indicando maior ductilidade da estrutura.

Como esperado, o modelo cuja relação constitutiva da solda apresenta restrição de deformação em  $45\varepsilon_w$ , o que caracteriza o colapso da solda, apresentou comportamento mais frágil. Tal consideração de colapso prejudicou a convergência do processo iterativo de equilíbrio nos níveis de rotação correspondentes ao início do trecho descendente da curva.

É possível observar que em ambos os modelos numéricos com solda, houve um ganho de resistência no comportamento  $M-\Phi$ . Este fato é explicado pela melhor

<sup>1</sup> Solda tipo “a”: Segue o modelo constitutivo ilustrado pela Figura 5.1 (a);  
Solda tipo “b”: Segue o modelo constitutivo ilustrado pela Figura 5.1 (b);  
Sem solda: Modelo onde não há elementos de solda.



distribuição das tensões transferidas à coluna pelas mesas da viga, devido à solda. Em outras palavras, a solda aumenta a área de transferência de tensões da viga para a coluna. Uma vez que a área é incrementada, há um alívio da concentração de tensões nesta região. A Tabela 5.1 quantifica este fenômeno.

Tabela 5.1 – Valores de Momentos fletores

	$M_{\theta=0.02rad}$ (kN.m)	$M_n$ (kN.m)	$\theta_{Mn}$ (rad)	$S_{jini}$ (kN.m/rad)
Winkel <i>et al</i> (1993)	78.16	82.50	0.037	6830.00
Com Solda Tipo "a"	81.29	91.71	0.041	5343.11
Com Solda Tipo "b"	81.14	90.34	0.038	5343.11
Sem Solda	69.29	76.97	0.047	4813.03
Relação Resultados obtidos / Winkel <i>et al</i> (1993).				
	$M_{\theta=0.02rad}$	$M_n$	$\theta_{Mn}$	$S_{jini}$
Com Solda Tipo "a"	1.04	1,11	1,11	0,78
Com Solda Tipo "b"	1.04	1,10	1,03	0,78
Sem Solda	0.89	0,93	1,27	0,70

Os modelos numéricos sem solda e com solda com comportamento elasto-plástico perfeito foram capazes de avançar até estágios pós-picos, inclusive captando um ganho de resistência no final do carregamento. As duas metodologias de modelagem citadas garantem uma boa convergência do modelo numérico, bem como uma representação boa do comportamento obtido por Winkel *et al* (1993).

### 5.3 Análise da Influência da Compressão Axial da Coluna no Comportamento da Ligação

Tendo em vista a influência da compressão axial da coluna no comportamento da ligação, é feito um estudo buscando avaliar até que ponto tal fator é significativo no comportamento da ligação. Para a investigação deste fator é tomada uma ligação soldada entre viga de seção tipo *I* e coluna tubular circular. A análise é feita numérica e analiticamente.

No modelo numérico, a compressão axial da coluna é feita por meio da aplicação de deslocamento. São aplicados deslocamentos correspondentes à carga de 20%, 40% e 60% da capacidade de compressão axial da coluna. Os resultados numéricos são confrontados com os analíticos, obtidos por meio do procedimento normativo proposto pelo Eurocode 3 (2003).

A escolha da ligação soldada é justificada por diversos motivos, dentre eles o número reduzido de equações do procedimento do Eurocode 3 (2003) para este tipo de ligação, fornecendo resultados diretos e facilitando a análise. Outro motivo é o tempo reduzido de processamento numérico comparado aos outros modelos. Os deslocamentos aplicados seguem o esquema ilustrado pela Figura 4.13.

Com o confronto dos resultados numéricos e analíticos é possível a avaliação do coeficiente de redução ( $k_p$ ), adotado pelo Eurocode 3 (2003), para diferentes níveis de compressão axial da coluna. De acordo como apresentado no capítulo 3, o coeficiente  $k_p$  é responsável por incorporar a influência da compressão axial da coluna na resistência da ligação. O seu valor é dado em função do nível de solicitação axial da coluna.

A Figura 5.4 apresenta o diagrama que caracteriza o comportamento  $M-\Phi$  da ligação em diferentes níveis de compressão axial da coluna.

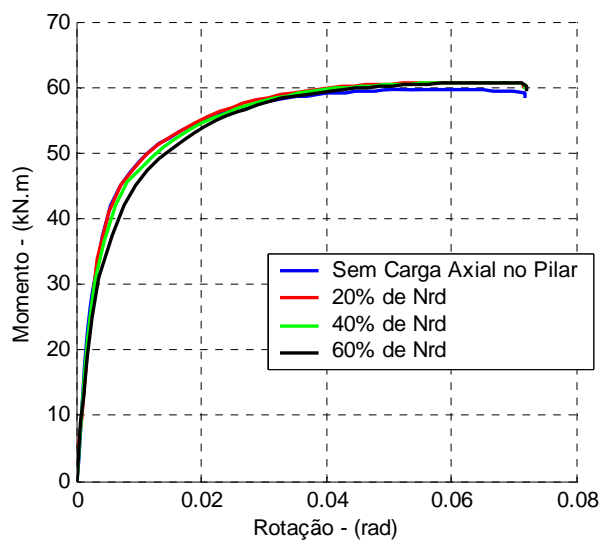


Figura 5.4 - Diagrama  $M-\Phi$  para a ligação TCR-W para diferentes níveis de compressão axial da coluna.

Tabela 5.2 – Comparação do comportamento  $M-\Phi$  para diferentes níveis de solicitação axial da coluna.

Carga no Pilar (% de $N_{rd}$ )	$M_{analítico}$ (kN.m)	$M_{\theta=0.02rad}$ (kN.m)	$M_n$ (kN.m)	$\theta_{Mn}$ (rad)	$S_{jini}$ (kN.m/rad)
0	56.44	54.85	59.69	0.057	11901.45
20	52.85	55.01	60.75	0.060	11900.68
40	48.17	54.44	60.68	0.063	11874.94
60	42.40	53.67	60.63	0.064	11846.29

Analiticamente o Eurocode 3 (2003) sugere a redução do momento resistente de cálculo à medida que é incrementada a solicitação axial na coluna, o que é evidenciado através dos resultados analíticos apresentados na Tabela 5.2. De acordo com os resultados acima, o momento resistente nominal sofre uma redução total da ordem de 25% ao se chegar à compressão de  $0,60 N_{Rd}$ .

Numericamente, tal redução na resistência se mostrou menos significativa, da ordem de 2%. A baixa redução do momento  $M_{\theta=0.02rad}$  reside no fato de que no modelo numérico a ligação é simulada apenas com um pequeno trecho de coluna, o que faz com que a influência da flexão da coluna e os efeitos de segunda ordem sejam insignificantes para a resistência da ligação. Quanto ao momento  $M_n$ , não houve alteração dos resultados obtidos numericamente.

Apesar da redução observada no modelo analítico, o gráfico da Figura 5.4 torna evidente a pouca influência da compressão axial da coluna no comportamento da ligação analisada numericamente, em níveis que não ultrapassem 60% da resistência à compressão da coluna. Assim, com a finalidade de reduzir o tempo de processamento dos modelos numéricos, não é considerada a compressão axial da coluna.

## 5.4 Resultados Numéricos e Analíticos dos Modelos Propostos de Ligação Viga-Coluna

Tendo em vista a boa representação numérica do resultado obtido experimentalmente por Winkel *et al* (1993), a metodologia de modelagem numérica utilizada neste trabalho segue a mesma do caso apresentado no item 5.2. Com a finalidade de simplificação dos modelos numéricos optou-se pela não utilização dos elementos representantes da solda, uma vez que foi obtida uma boa representação do experimento realizado por Winkel *et al* (1993) inclusive no caso sem solda.

Primeiramente são apresentados os comportamentos  $M-\Phi$  das seis configurações de ligações propostas para estudo. Em seguida é apresentado o desenvolvimento das tensões longitudinais na alma das vigas, procurando identificar a influência da ligação na distribuição destas tensões. Por fim, apresenta-se o surgimento das regiões de plastificação nas peças, buscando identificar os modos de falhas.

Para estudo dos modelos de ligação escolhidos neste trabalho foram variadas as dimensões da seção transversal da coluna e também das vigas. Foram tomadas duas colunas, a primeira com diâmetro de  $168,3\text{mm}$  e espessura da parede de  $7,1\text{mm}$ , a segunda com diâmetro de  $219,1\text{mm}$  e espessura de parede de  $12,7\text{mm}$  (dimensões de acordo com catálogos comerciais). As vigas seguem especificações comerciais de perfis laminados, e foram adotadas em três alturas diferentes:  $W250x38,5$ ;  $W310x38,7$ ;  $W410x38,3$ .

### 5.4.1 Comportamento $M-\Phi$

Para as ligações capazes de transferir momento fletor, são apresentados os comportamentos  $M-\Phi$ . A partir deste diagrama são extraídas as grandezas que caracterizam tal comportamento, relativas à resistência, rigidez e ductilidade. O confronto dos resultados numéricos e analíticos é feito por meio do momento fletor correspondente à rotação de  $0,02\text{rad}$ , rotação citada pelo Eurocode 3 (2003) como a

rotação a partir da qual deve ser tomado o momento de plastificação ( $M_n$ ), quando o diagrama  $M-\Phi$  não apresentar ponto de máximo.

São considerados dois diâmetros de tubos, conforme catálogo comercial. Para cada diâmetro foram combinados três perfis laminados, procurando-se avaliar o comportamento da ligação frente a diferentes relações de rigidez da coluna e da viga. A Tabela 5.3 apresenta as dimensões nominais dos modelos simulados numericamente.

Tabela 5.3 - Dimensões nominais dos modelos numéricos.

Tubo		Viga				
D (mm)	e (mm)	Perfil (mm x kg/m)	d (mm)	$b_f$ (mm)	$t_f$ (mm)	$t_w$ (mm)
168,3	7,1	W250x17,9	262	147	11,2	6,6
		W310x38,7	310	165	9,7	5,8
		W410x38,8	399	140	8,8	6,4
219,1	8,2	W250x17,9	262	147	11,2	6,6
		W310x38,7	310	165	9,7	5,8
		W410x38,8	399	140	8,8	6,4

A Tabela 5.4 mostra os parâmetros obtidos nas análises numéricas, os quais informam características inerentes ao comportamento  $M-\Phi$  da ligação. Além destes, são confrontados os momentos  $M_{\theta=0,02rad}$  (momento fletor equivalente a uma rotação de  $0,02rad$ ), para cada um dos modelos propostos.

Tabela 5.4 - Resultados numéricos e analíticos.

TCR-W

$D_{tubo}$ (mm)	Viga	$M_n$ (kN.m)	$M_{\theta=0.02rad}$ (kN.m)		$S_{jini}$ (kN.m/rad)	$\theta_{Mn}$ (rad)
			Numérico	Analítico		
168,3	W250x38,5	59,69	54,85	56,44	11901,45	0,057
	W310x38,7	84,57	80,19	94,88	21365,49	0,045
	W410x38,8	81,52	78,80	77,07	20714,99	0,036
219,1	W250x38,5	63,99	59,58	48,23	7887,41	0,059
	W310x38,7	79,16	74,43	66,81	11738,41	0,049
	W410x38,8	84,19	81,90	69,51	13150,99	0,037

Tabela 5.4 – Resultados numéricos e analíticos. Continuação.

## TCR-WF

D <sub>tubo</sub> (mm)	Viga	M <sub>n</sub> (kN.m)	M <sub>θ</sub> =0.02rad (kN.m)		S <sub>jini</sub> (kN.m/rad)	θ <sub>Mn</sub> (rad)
			Numérico	Analítico		
168,3	W250x38,5	142,55	116,94	83,18	26603,93	0,072
	W310x38,7	165,92	148,59	99,59	36109,19	0,052
	W410x38,8	191,27	179,81	129,41	55262,78	0,043
219,1	W250x38,5	144,85	117,04	110,95	22014,64	0,078
	W310x38,7	168,43	146,66	132,84	30195,76	0,064
	W410x38,8	188,25	173,08	172,61	42220,58	0,051

## TCRS-WF

D <sub>tubo</sub> (mm)	Viga	M <sub>n</sub> (kN.m)	M <sub>θ</sub> =0.02rad (kN.m)		S <sub>jini</sub> (kN.m/rad)	θ <sub>Mn</sub> (rad)
			Numérico	Analítico		
168,3	W250x38,5	140,30	119,43	83,18	26402,43	0,053
	W310x38,7	168,50	151,59	99,59	35572,94	0,045
	W410x38,8	194,36	181,61	129,41	49531,39	0,041
219,1	W250x38,5	140,68	119,31	110,95	21853,85	0,056
	W310x38,7	169,12	149,10	132,84	29768,64	0,051
	W410x38,8	194,75	177,32	172,61	41235,23	0,046

## TCR-B

D <sub>tubo</sub> (mm)	Viga	M <sub>n</sub> (kN.m)	M <sub>θ</sub> =0.02rad (kN.m)		S <sub>jini</sub> (kN.m/rad)	θ <sub>Mn</sub> (rad)
			Numérico	Analítico		
168,3	W250x38,5	143,89	143,89	85,31	16687,42	0,021
	W310x38,7	182,59	174,76	100,22	22535,98	0,024
	W410x38,8	222,81	222,81	127,86	33514,21	0,021
219,1	W250x38,5	142,29	142,29	113,69	15692,69	0,022
	W310x38,7	173,35	173,35	133,55	18936,53	0,024
	W410x38,8	221,51	221,51	170,38	31614,23	0,020

## TCRS-B

D <sub>tubo</sub> (mm)	Viga	M <sub>n</sub> (kN.m)	M <sub>θ</sub> =0.02rad (kN.m)		S <sub>jini</sub> (kN.m/rad)	θ <sub>Mn</sub> (rad)
			Numérico	Analítico		
168,3	W250x38,5	137,18	137,18	85,31	16234,62	0,023
	W310x38,7	169,52	169,52	100,22	17688,98	0,026
	W410x38,8	219,68	219,68	127,86	30335,45	0,021
219,1	W250x38,5	135,78	135,78	113,69	15368,39	0,025
	W310x38,7	165,14	165,14	133,55	15711,62	0,027
	W410x38,8	218,00	218,00	170,38	28779,91	0,023

As figuras a seguir apresentam o comportamento  $M-\Phi$  das ligações tomadas para estudo, com exceção da ligação flexível de chapa de alma.

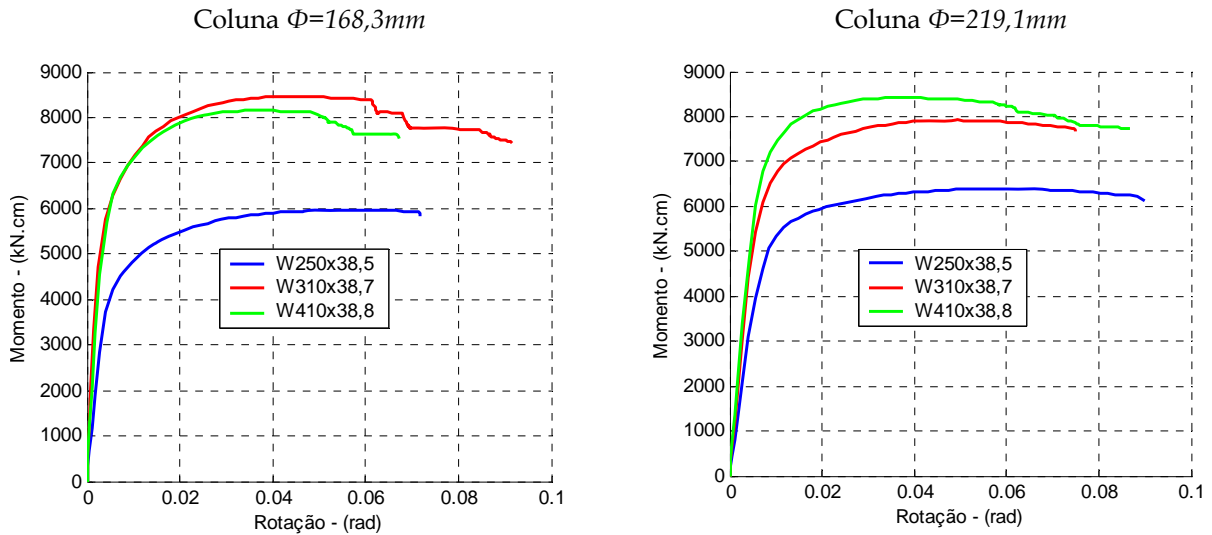


Figura 5.5 - Comportamento  $M-\Phi$  da ligação TCR-W.

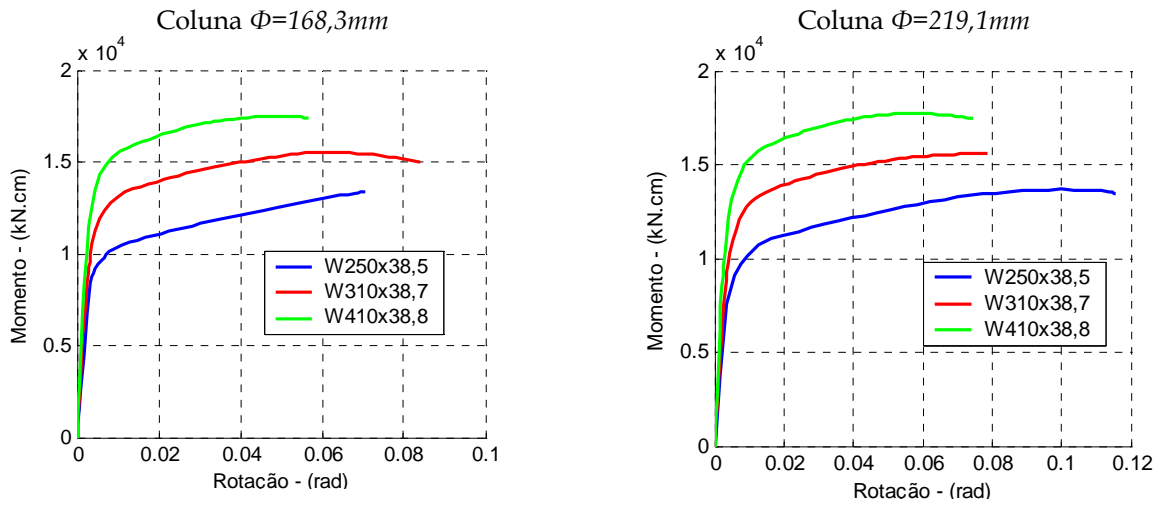


Figura 5.6 - Comportamento  $M-\Phi$  da ligação TCR-WF.

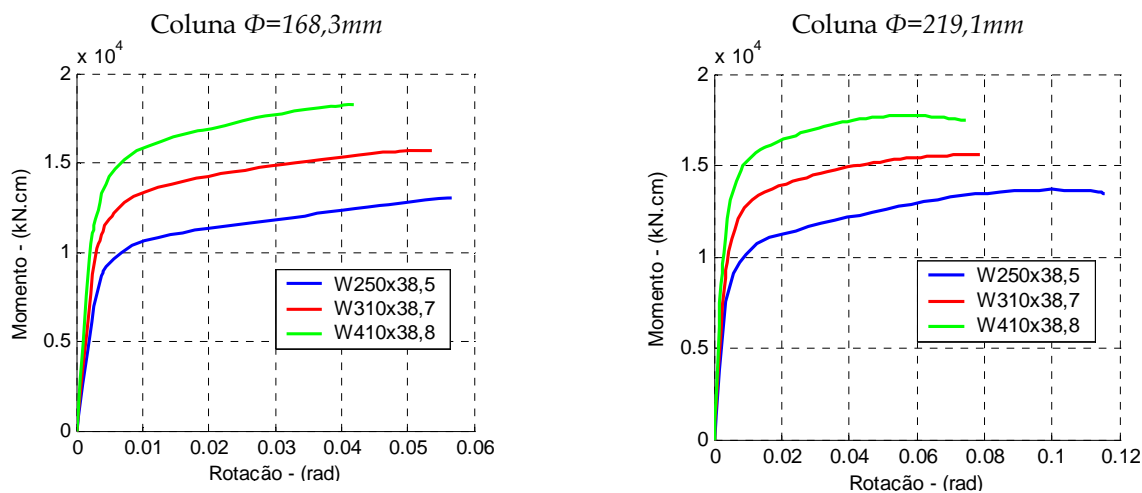


Figura 5.7 – Comportamento  $M-\Phi$  da ligação TCRS-WF.

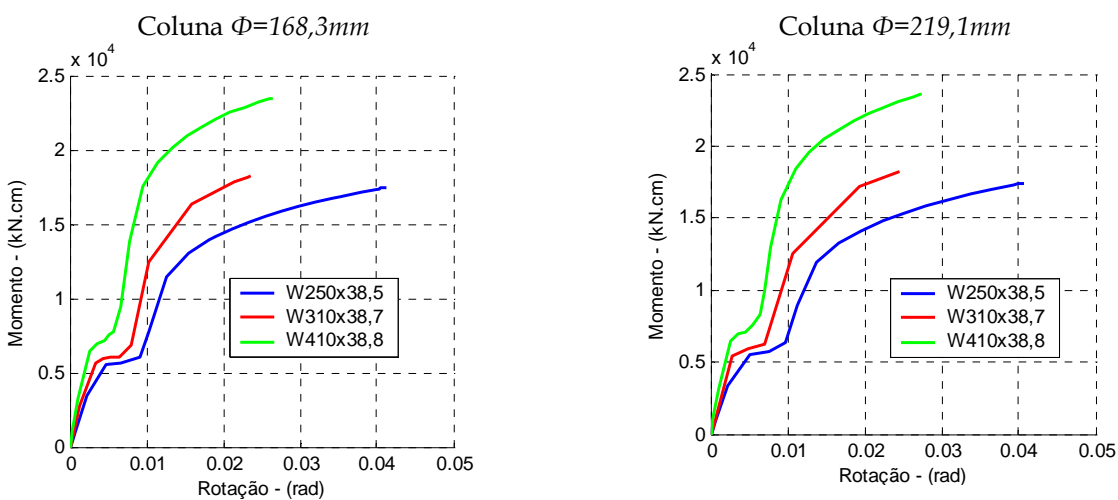


Figura 5.8 – Comportamento  $M-\Phi$  da ligação TCR-B.

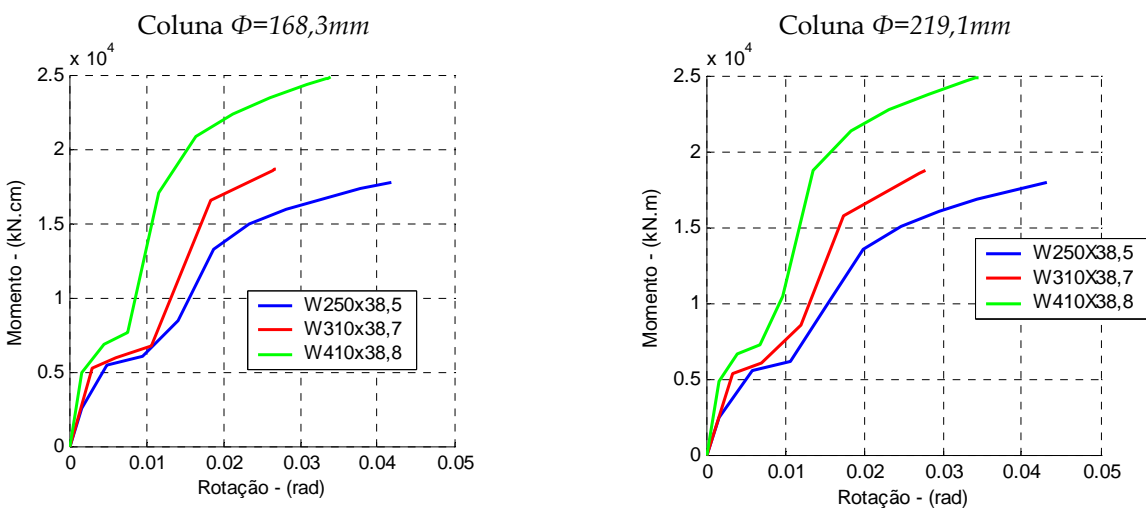


Figura 5.9 – Comportamento  $M-\Phi$  da ligação TCRS-B.



É fácil perceber que à medida que se aumenta a rigidez da viga, é aumentada também a resistência e a rigidez inicial da ligação. Esta razão também é refletida nos resultados analíticos. Os resultados analíticos são em média 20% maior do que os resultados obtidos numericamente. Vale destacar que os resultados analíticos foram calculados com coeficientes de ponderação e redução iguais a 1,0.

No caso particular da ligação TCR-B e TCRS-B, cujo diagrama momento rotação é mostrado nas Figuras 5.8 e 5.9, percebe-se um comportamento peculiar. Nos primeiros níveis de rotação, a rigidez da ligação é garantida apenas pelo atrito da ligação parafusada da mesa da viga com os anéis externos. Ao passo em que é incrementado o carregamento a resistência máxima de atrito é atingida, e o mecanismo de transferência de momento fletor passa a ser por contato entre os parafusos e a mesa.

#### 5.4.2 Tensões Longitudinais na Alma da Viga

O desenvolvimento das tensões longitudinais na alma da viga, numa seção próxima a região de apoio sofre influência direta da ligação na extremidade da viga. Tal influência é devida a uma perturbação das tensões na alma, a qual é maior quanto mais se aproxima do apoio.

Essa perturbação da distribuição linear clássica das tensões longitudinais da alma é devida ao atrito e a pressão de contato dos parafusos conectados a mesma. As tensões introduzidas pelos parafusos se estendem longitudinalmente na alma até dissipá-las, o que explica a perturbação cada vez maior quando se aproxima dos apoios.

Em regime elástico-linear, onde a lei de distribuição das tensões longitudinais ao longo da altura é linear, são somadas as tensões devidas ao atrito e contato dos parafusos na alma. As figuras a seguir ilustram tal distribuição de tensão, para isso foram tomadas duas seções transversais da viga  $S1$  e  $S2$ , situadas a  $H/2$  e  $H$  da face da coluna, respectivamente (onde  $H$  é a altura da viga).

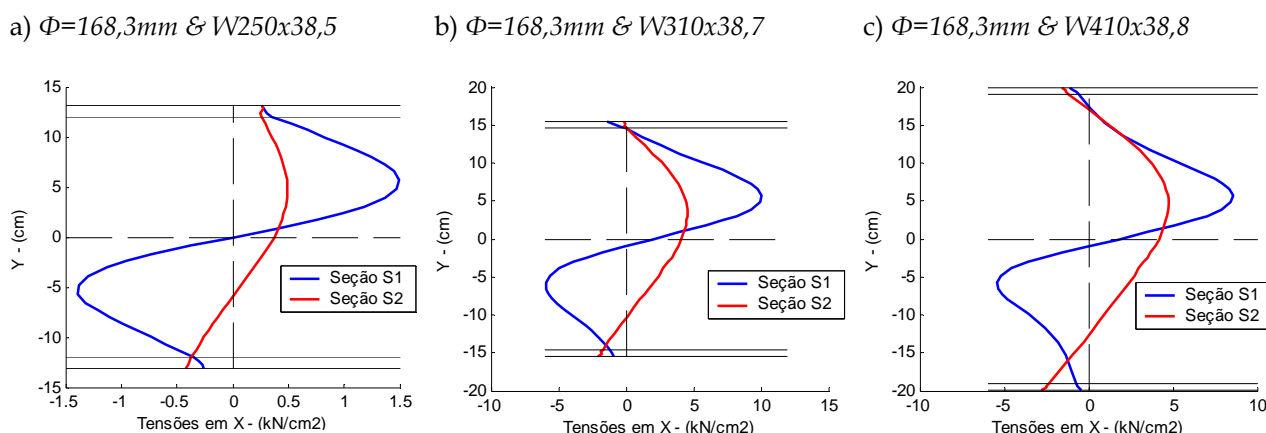


Figura 5.10 – Tensões longitudinais na alma. Ligação TCF-B.

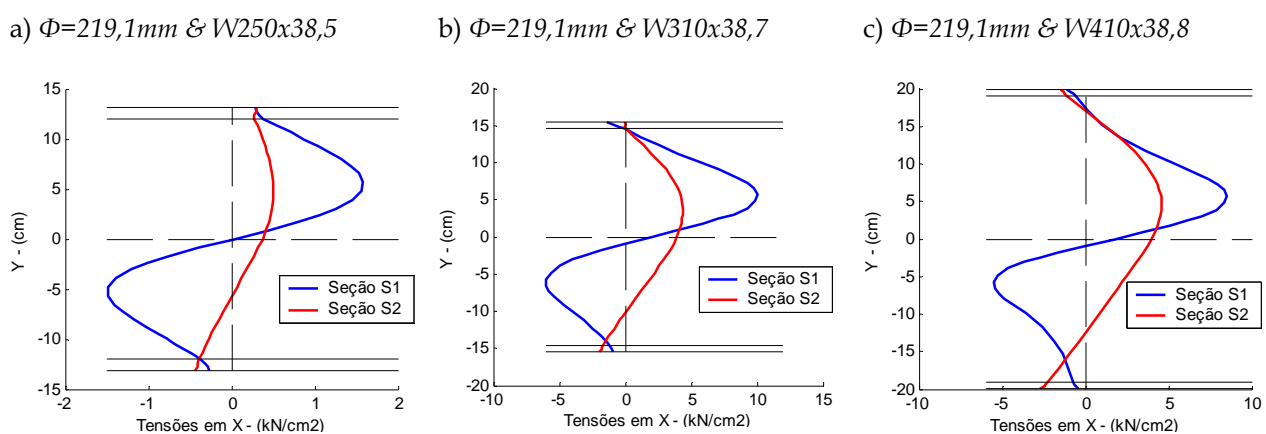


Figura 5.11 – Tensões longitudinais na alma. Ligação TCF-B.

Observa-se que na seção *S1*, há dois pontos de máximo no diagrama das tensões longitudinais, no meio da alma este valor se aproxima de zero. Os dois pontos de máximos correspondem à pressão de contato exercida pelos parafusos na ligação. O giro da seção em torno do parafuso do meio faz com que a alma seja tracionada pelo parafuso superior e comprimida pelo parafuso inferior. Nas mesas essas tensões tendem a zero, caracterizando o comportamento de ligação rotulada.

Já na seção *S2*, situada a uma distancia *H* da face da coluna, não há um desenvolvimento expressivo das tensões longitudinais na alma, uma vez que a ligação apresenta um comportamento aproximado de rótula.

Na ligação TCR-W (Figuras 5.12 e 5.13) houve um comportamento mais próximo de uma distribuição linear das tensões longitudinais. Isto se deve ao fato de que a

ligação é completamente soldada na coluna, não havendo assim pontos de introdução de carga, como é o caso dos parafusos.

Nas mesas há uma pequena perturbação devido a um estágio apenas inicial de plastificação. Isto é observado apenas na seção *S1*. A seção *S2* apresenta um comportamento ainda mais próximo de uma distribuição linear.

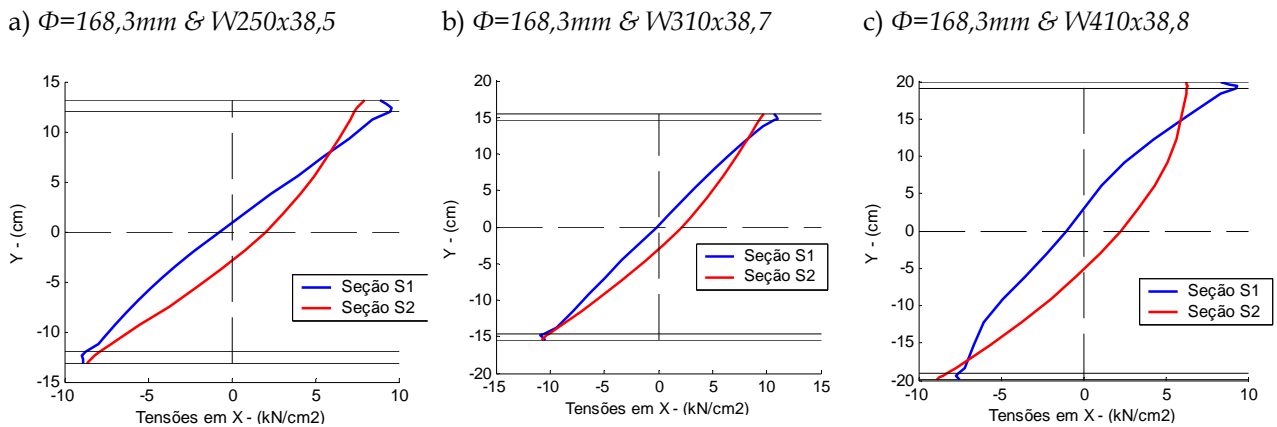


Figura 5.12 – Tensões longitudinais na alma. Ligação TCR-W.

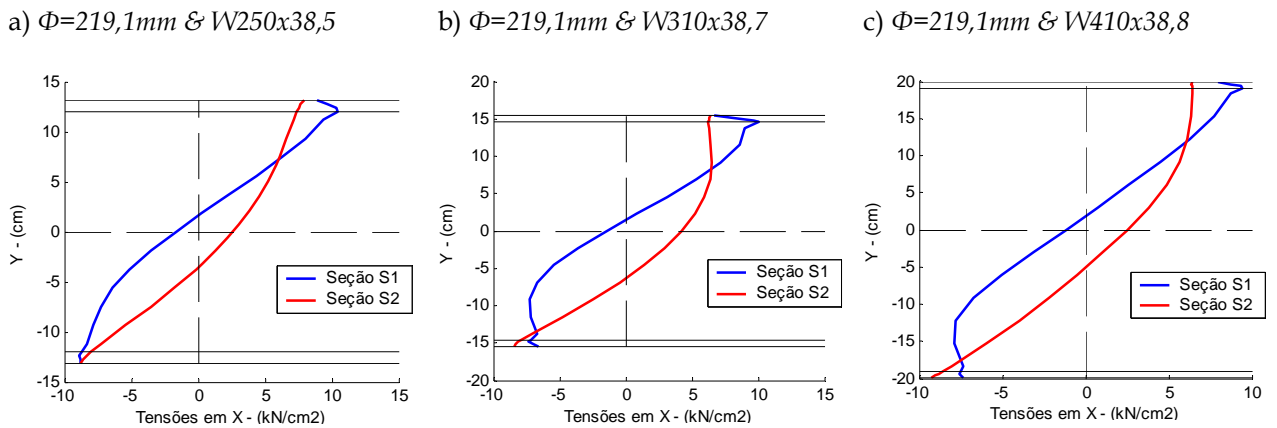


Figura 5.13 – Tensões longitudinais na alma. Ligação TCR-W.

A ligação TCR-WF apresentou resultados de acordo com o esperado. Na seção *S1* há oscilações no diagramas de tensões longitudinais na alma, constatando o que foi observado para a ligação TCF-B. No entanto ao se aproximar das mesas, as tensões apresentam picos, evidenciando a rigidez à rotação da ligação, visto que as mesas estão

soldadas aos diafragmas externos. As Figuras 5.14 e 5.15 apresentam as tensões longitudinais da alma viga para esta ligação.

A dissipação das perturbações, introduzidas pela ligação, ao longo da viga é claramente percebido ao se analisar a seção S2, a qual apresenta uma distribuição aproximadamente linear.

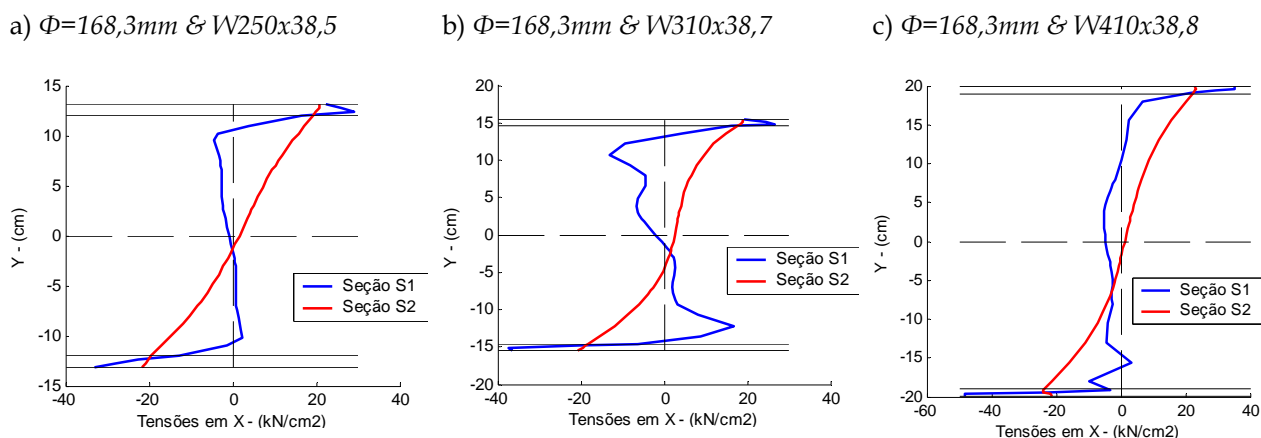


Figura 5.14 – Tensões longitudinais na alma. Ligação TCR-WF.

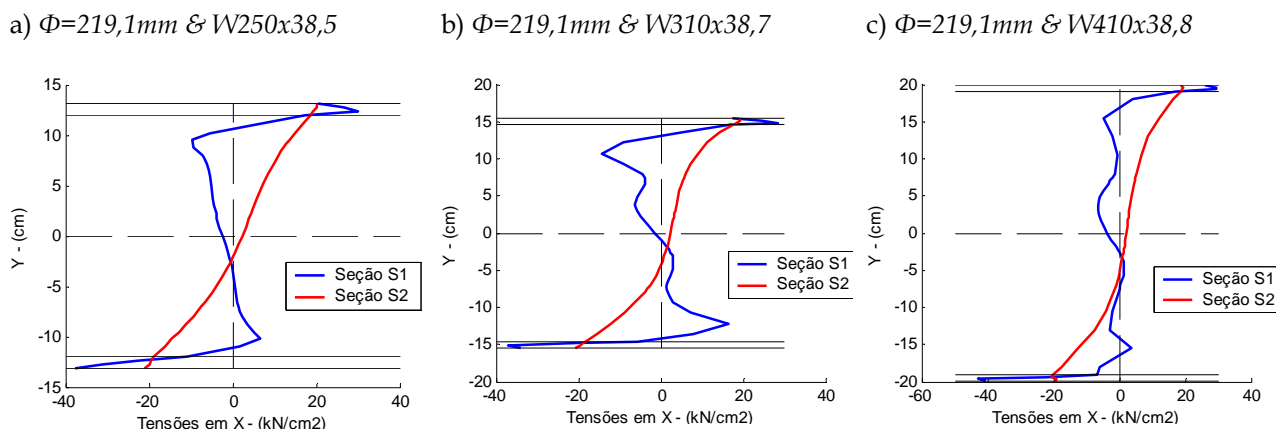


Figura 5.15 – Tensões longitudinais na alma. Ligação TCR-WF.

A ligação TCRS-WF (Figuras 5.16 e 5.17) apresentou um comportamento semelhante ao que foi exposto para a ligação TCR-WF.

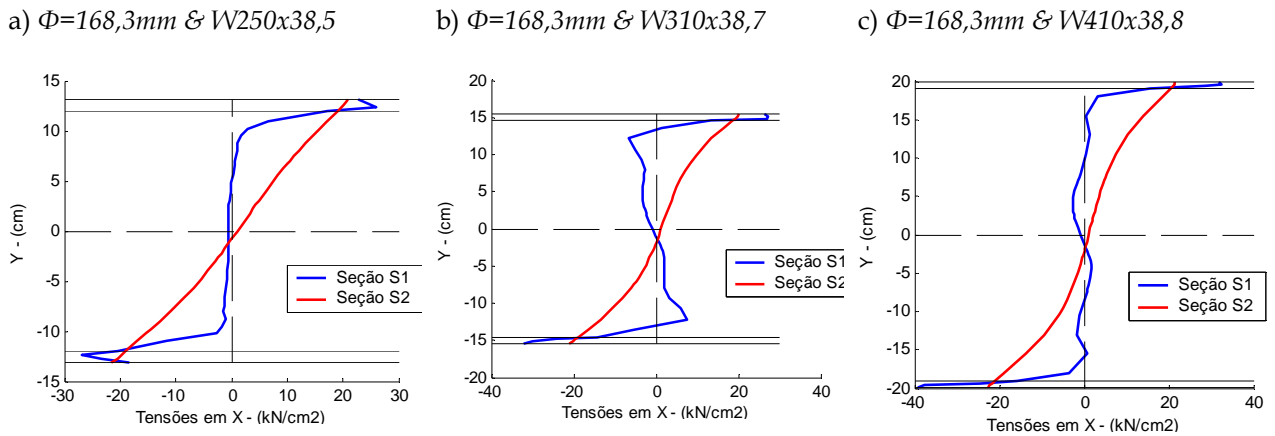


Figura 5.16 – Tensões longitudinais na alma. Ligação TCRS-WF.

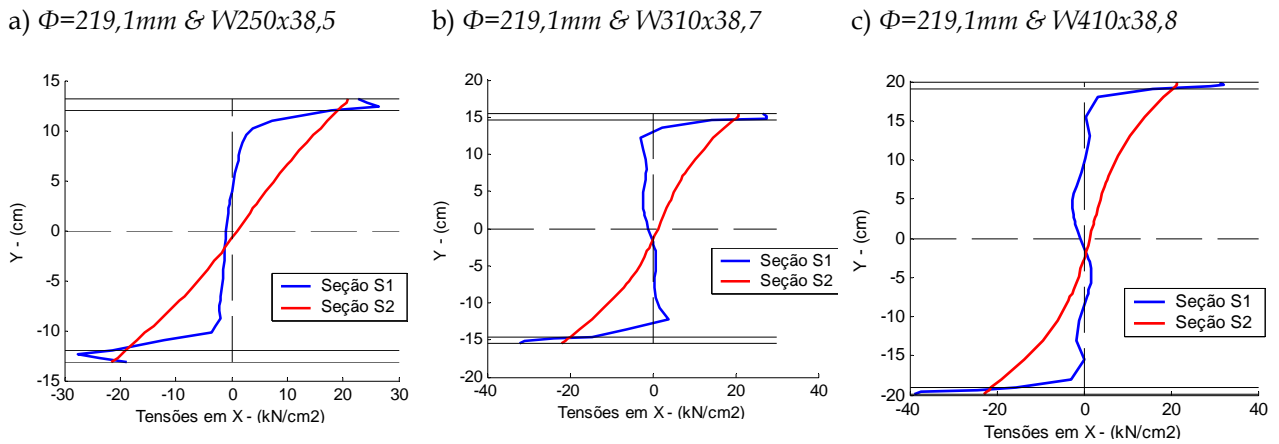


Figura 5.17 – Tensões longitudinais na alma. Ligação TCRS-WF.

Por fim, as ligações TCR-B e TCRS-B mostraram comportamento semelhante, Figuras 5.18 a 5.21. Houve uma perturbação bastante expressiva na região das mesas, uma vez que a conexão das mesas da viga com os anéis externos é feita por meio de parafusos. As mesmas observações feitas nas conexões parafusadas da alma também são válidas para as mesas.

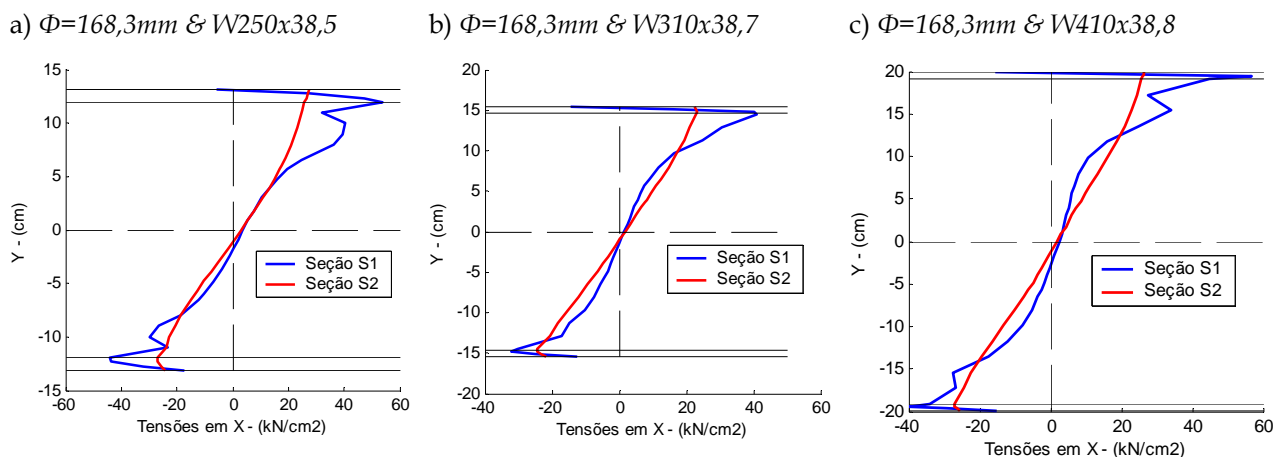


Figura 5.18 – Tensões longitudinais na alma. Ligação TCR-B.

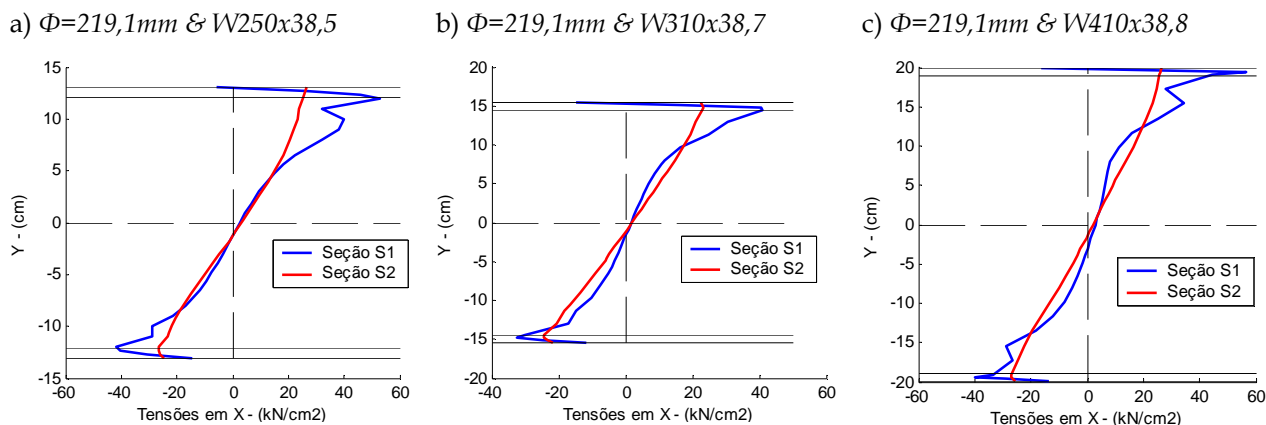


Figura 5.19 – Tensões longitudinais na alma. Ligação TCR-B.

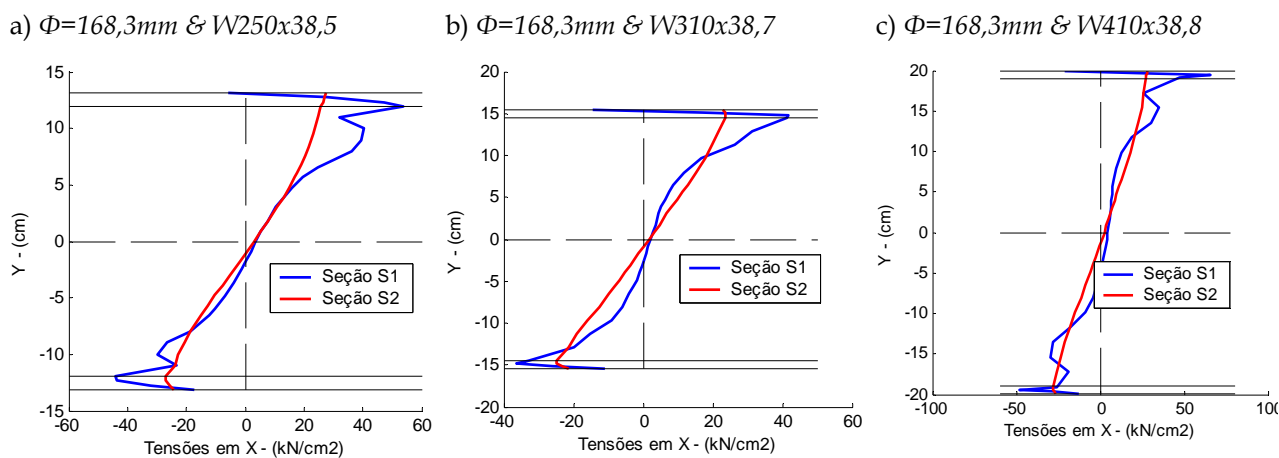


Figura 5.20 – Tensões longitudinais na alma. Ligação TCRS-B.

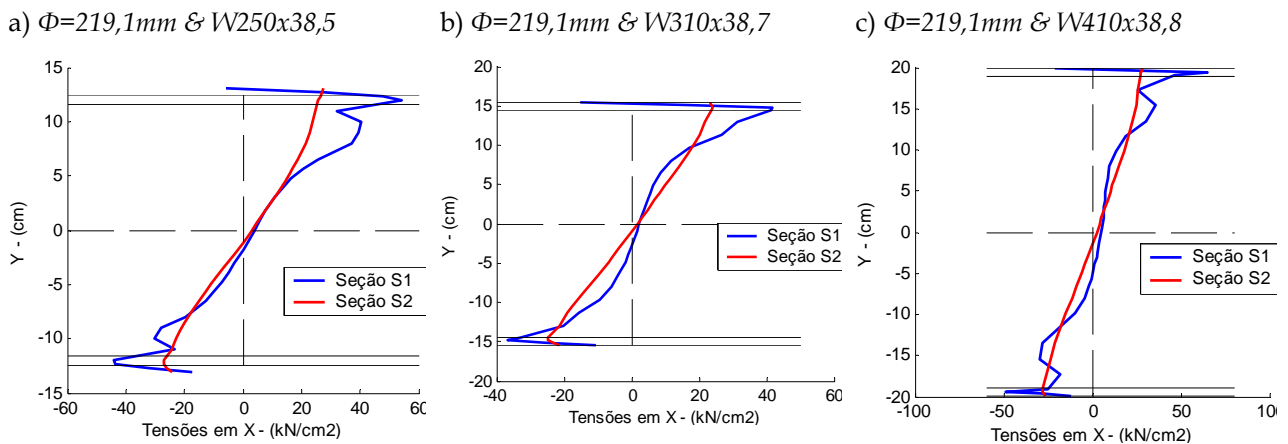


Figura 5.21 – Tensões longitudinais na alma. Ligação TCRS-B.

### 5.4.3 Evolução das Tensões de Von Mises na Coluna Tubular Circular

A análise do desenvolvimento das tensões na face do tubo é fundamental para o entendimento do comportamento da mesma na ligação. Assim, podem-se identificar os pontos de plastificação, bem como a evolução desta à medida que o carregamento é incrementado.

Para fins de entendimento do comportamento estrutural peculiar de cada ligação, e principalmente devido à grande quantidade de resultados obtidos numericamente, serão apresentados neste capítulo somente uma figura de cada tipo de ligação. Os resultados completos podem ser vistos no Anexo A.

A Figura 5.22 apresenta a evolução das tensões de Von Mises na face da coluna. Na região comprimida da coluna, devido à mesa inferior, há uma maior plastificação. Além disso, há ainda plastificação na região lateral inferior da coluna, adjacente à mesa comprimida, visto que ocorre um ponto localizado de flexão devido à força de compressão exercida pela mesa. Na região tracionada ocorre uma pequena plastificação comparada à parte inferior.

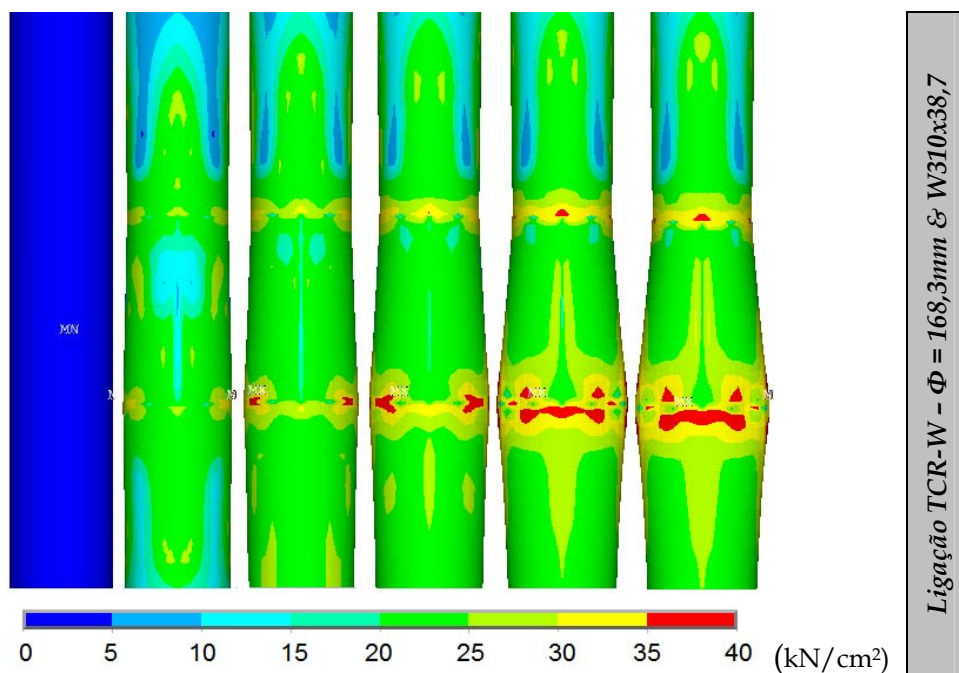


Figura 5.22 – Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna.

Esta ligação apresenta um comportamento tal que oferece à ligação maior capacidade de rotação, e a resistência é limitada ao escoamento da face da coluna na região comprimida.

A ligação TCR-WF permite uma maior distribuição das tensões transferidas à face da coluna, oriundas do binário exercido pela viga. Os diafragmas externos garantem esse comportamento, aliviando a coluna e tornando a ligação mais resistente e rígida.

Os diafragmas externos possuem grande rigidez às ações aplicadas no seu plano médio, assim em ligação com momentos equilibrados nos dois lados, há somente uma pequena parcela da carga transferida para a coluna. Essa consideração é interessante no sentido de preservar a capacidade resistente da coluna, principalmente em situações de elevada solitação axial.

A Figura 5.23 apresenta uma região de plastificação na parte comprimida mais ampla do que o observado para a ligação TCR-W, se prolongando em volta da coluna. Percebe-se ainda um ponto de plastificação na ligação da chapa de alma com a coluna, adjacente ao diafragma comprimido.



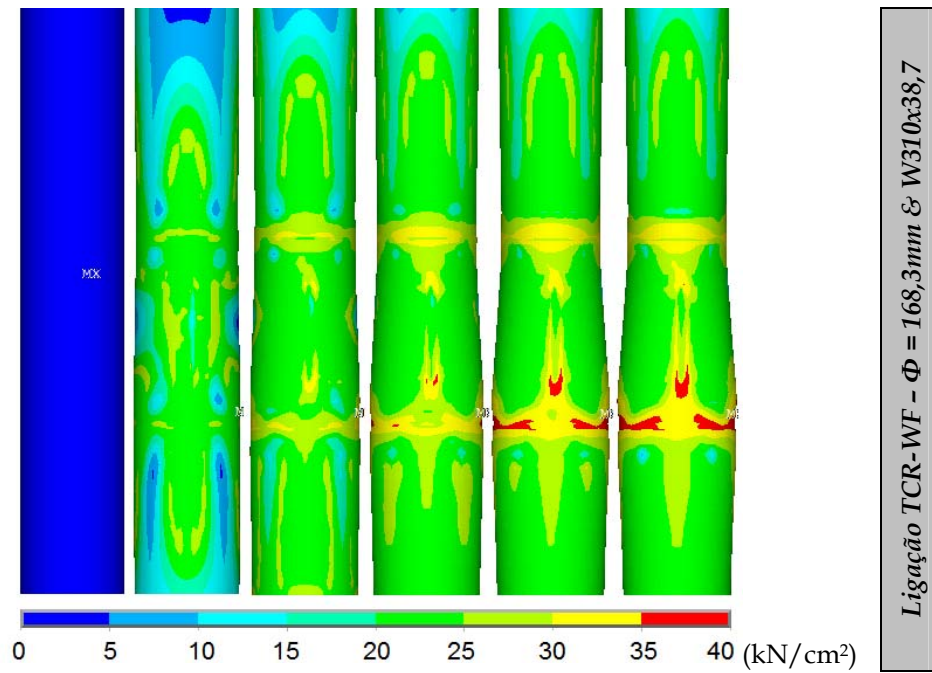


Figura 5.23 – Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna.

Na presença dos enrijecedores conectados aos anéis externos e à coluna, a resistência da ligação é restringida ao escoamento do aço da coluna num ponto localizado. A Figura 5.24 apresenta claramente a evolução do escoamento da face da coluna junto ao enrijecedor.

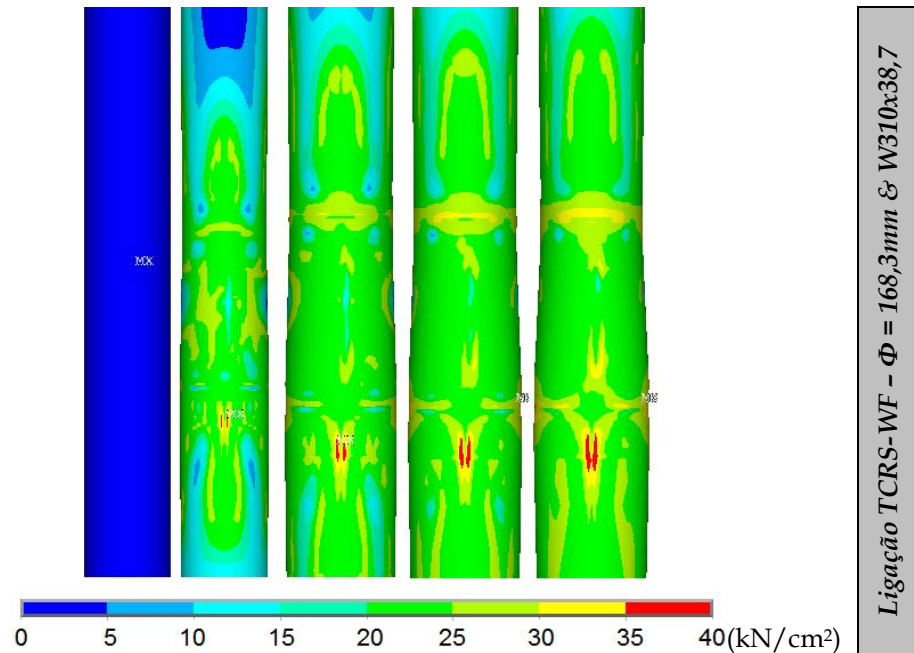


Figura 5.24 – Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna.

Nas ligações TCR-B e TCRS-B, os níveis de tensão na face da coluna se deram menores, frente aos outros modelos. Tal comportamento é devido à existência de um ponto de concentração de tensões no modelo numérico, no contato entre chapa e parafuso. Este ponto de alta concentração de tensões prejudica a convergência do processo iterativo de equilíbrio.

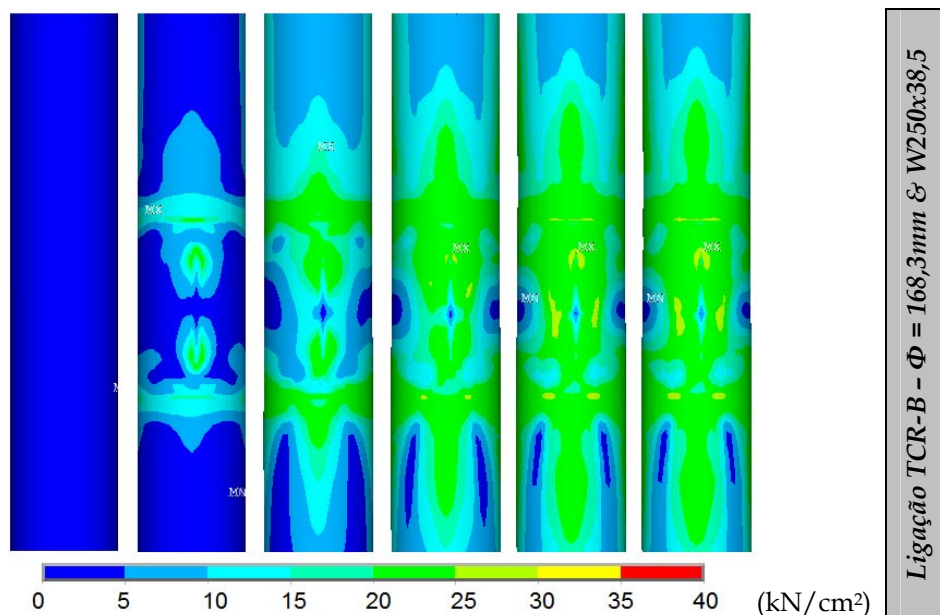


Figura 5.25 - Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna.

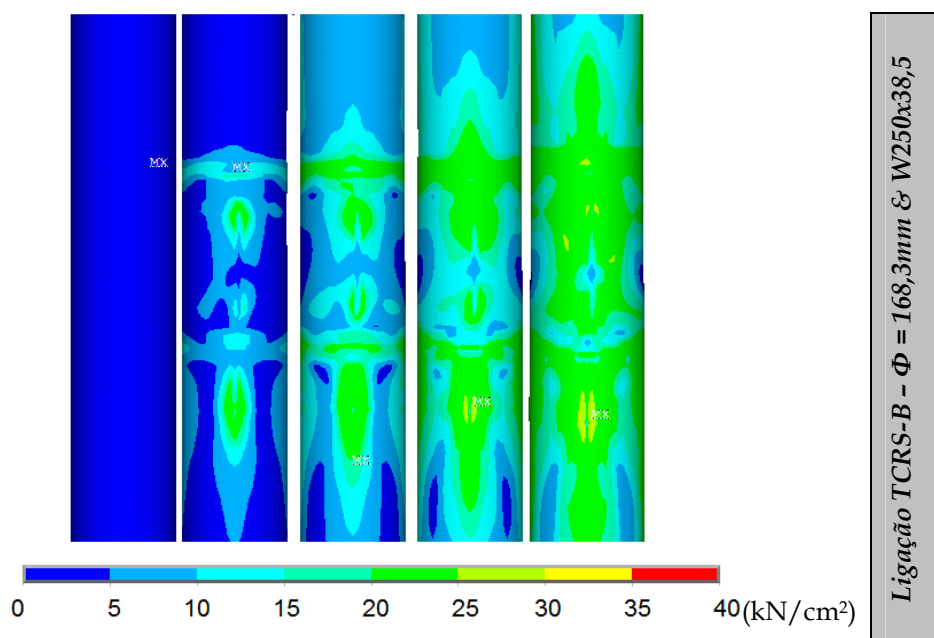


Figura 5.26 - Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna.

Num modelo real, não necessariamente a plastificação de um ponto leva ao colapso da ligação. Dessa forma, o modelo de ligação citado acima pode ainda ter capacidade de transferir maior fluxo de tensões para a face da coluna.

Aliado a isso é importante destacar que no Método dos Elementos Finitos, a estrutura é discretizada em pequenos elementos, nos quais as grandezas envolvidas são determinadas em pontos nodais. A superfície de contato entre o parafuso e a chapa é representada por um conjunto finito de nós, o que leva a concentrar ainda mais as tensões naqueles nós. Numa superfície contínua, tal concentração é aliviada, pois há uma melhor distribuição das tensões oriundas do contato naquela área. É razoável concluir que pode ocorrer maior transferência de tensões para a face do tubo nos modelos TCR-B e TCRS-B.

Em geral, analisando a evolução das tensões na face da coluna tubular, percebe-se que nos modelos em que há anéis externos a área plastificada na face do tubo se apresentou menor do que nos casos em que as mesas da viga são ligadas diretamente no tubo. Isto se deve aos anéis externos, que no seu plano apresentam rigidez tal que há pouca transferência de tensões para a face da coluna tubular.

Quanto aos enrijecedores, há uma plastificação da parede da coluna na área de contato entre o enrijecedor e a mesma. Isso ocorre antes das tensões devidas aos anéis atingirem os níveis últimos do aço da coluna, o que não é desejável, visto que se procura obter maior aproveitamento da capacidade resistente da ligação.

A resistência da ligação fica restringida apenas ao escoamento de um ponto localizado na face do tubo. Dessa forma, a utilização dos enrijecedores dispostos da forma como foi apresentado não acrescentou vantagens ao aproveitamento da resistência da ligação.

Em colunas tubulares circulares, à medida que se aumenta a esbeltez da sua seção transversal (relação  $D/t$ , onde  $D$  é o diâmetro e  $t$  a espessura da parede) os efeitos locais na face do tubo se manifestam de forma mais significativa, devido à menor resistência da parede da coluna às ações transversais.

### 5.5 Classificação das Ligações Analisadas Numericamente

Com os resultados obtidos numericamente é possível ainda classificar as ligações analisadas. Tal classificação é indispensável, pois permite a escolha da configuração de ligação pretendida na fase de projeto da estrutura.

O procedimento de classificação adotado é o Eurocode 3 (2003), onde é feita a classificação segundo a rigidez e a resistência da ligação. Para tanto, utilizou-se dos limites descritos no Capítulo 2 para classificação das ligações.

Tabela 5.5 – Classificação segundo a rigidez, pelo Eurocode 3 (2003). Ligação TCR-W.

<b>D<sub>tubo</sub> (mm)</b>	<b>Viga</b>	<b>S<sub>jini</sub> (kN.m/rad)</b>	<b>Classificação</b>
168,3	W250x38,5	11901,45	Semi-Rígida
	W310x38,7	21365,49	Semi-Rígida
	W410x38,8	20714,99	Semi-Rígida
219,1	W250x38,5	7887,41	Semi-Rígida
	W310x38,7	11738,41	Semi-Rígida
	W410x38,8	13150,99	Semi-Rígida

Tabela 5.6 – Classificação segundo a rigidez, pelo Eurocode 3 (2003). Ligação TCR-WF.

<b>D<sub>tubo</sub> (mm)</b>	<b>Viga</b>	<b>S<sub>jini</sub> (kN.m/rad)</b>	<b>Classificação</b>
168,3	W250x38,5	26603,93	Semi-Rígida
	W310x38,7	36109,19	Semi-Rígida
	W410x38,8	55262,78	Semi-Rígida
219,1	W250x38,5	22014,64	Semi-Rígida
	W310x38,7	30195,76	Semi-Rígida
	W410x38,8	42220,58	Semi-Rígida

Tabela 5.7 – Classificação segundo a rigidez, pelo Eurocode 3 (2003). Ligação TCRS-WF.

<b>D<sub>tubo</sub> (mm)</b>	<b>Viga</b>	<b>S<sub>jini</sub> (kN.m/rad)</b>	<b>Classificação</b>
168,3	W250x38,5	26402,43	Semi-Rígida
	W310x38,7	35572,94	Semi-Rígida
	W410x38,8	49531,39	Semi-Rígida
219,1	W250x38,5	21853,85	Semi-Rígida
	W310x38,7	29768,64	Semi-Rígida
	W410x38,8	41235,23	Semi-Rígida

Tabela 5.8 – Classificação segundo a rigidez, pelo Eurocode 3 (2003). Ligação TCR-B.

<b>D<sub>tubo</sub> (mm)</b>	<b>Viga</b>	<b>S<sub>jini</sub> (kN.m/rad)</b>	<b>Classificação</b>
168,3	W250x38,5	16687,42	Semi-Rígida
	W310x38,7	22535,98	Semi-Rígida
	W410x38,8	33514,21	Semi-Rígida
219,1	W250x38,5	15692,69	Semi-Rígida
	W310x38,7	18936,53	Semi-Rígida
	W410x38,8	31614,23	Semi-Rígida

Tabela 5.9 – Classificação segundo a rigidez, pelo Eurocode 3 (2003). Ligação TCRS-B.

<b>D<sub>tubo</sub> (mm)</b>	<b>Viga</b>	<b>S<sub>jini</sub> (kN.m/rad)</b>	<b>Classificação</b>
168,3	W250x38,5	16234,62	Semi-Rígida
	W310x38,7	17688,98	Semi-Rígida
	W410x38,8	30335,45	Semi-Rígida
219,1	W250x38,5	15368,39	Semi-Rígida
	W310x38,7	15711,62	Semi-Rígida
	W410x38,8	28779,91	Semi-Rígida

A classificação segundo a resistência, de acordo com o Eurocode 3 (2003), leva em consideração o momento de plastificação dos elementos conectados. A classificação das ligações analisadas numericamente é ilustrada pelas tabelas a seguir.

Tabela 5.10 – Classificação segundo a resistência, pelo Eurocode 3 (2003). Ligação TCR-W.

$D_{\text{tubo}}$ (mm)	Viga	$M_{Rd}$ (kN.m/rad)	Classificação
168,3	W250x38,5	54,85	Flexível
	W310x38,7	80,19	Flexível
	W410x38,8	78,80	Flexível
219,1	W250x38,5	59,58	Flexível
	W310x38,7	74,43	Flexível
	W410x38,8	81,90	Flexível

Tabela 5.11 – Classificação segundo a resistência, pelo Eurocode 3 (2003). Ligação TCR-WF.

$D_{\text{tubo}}$ (mm)	Viga	$M_{Rd}$ (kN.m/rad)	Classificação
168,3	W250x38,5	116,94	Parcialmente Resistente
	W310x38,7	148,59	Parcialmente Resistente
	W410x38,8	179,81	Parcialmente Resistente
219,1	W250x38,5	117,04	Parcialmente Resistente
	W310x38,7	146,66	Parcialmente Resistente
	W410x38,8	173,08	Parcialmente Resistente

Tabela 5.12 – Classificação segundo a resistência, pelo Eurocode 3 (2003). Ligação TCRS-WF.

$D_{\text{tubo}}$ (mm)	Viga	$M_{Rd}$ (kN.m/rad)	Classificação
168,3	W250x38,5	119,43	Parcialmente Resistente
	W310x38,7	151,59	Parcialmente Resistente
	W410x38,8	181,61	Parcialmente Resistente
219,1	W250x38,5	119,31	Parcialmente Resistente
	W310x38,7	149,10	Parcialmente Resistente
	W410x38,8	177,32	Parcialmente Resistente

Tabela 5.13 – Classificação segundo a resistência, pelo Eurocode 3 (2003). Ligação TCR-B.

<b>D<sub>tubo</sub> (mm)</b>	<b>Viga</b>	<b>M<sub>Rd</sub> (kN.m/rad)</b>	<b>Classificação</b>
168,3	W250x38,5	143,89	Parcialmente Resistente
	W310x38,7	174,76	Parcialmente Resistente
	W410x38,8	222,81	Parcialmente Resistente
219,1	W250x38,5	142,29	Parcialmente Resistente
	W310x38,7	173,35	Parcialmente Resistente
	W410x38,8	221,51	Parcialmente Resistente

Tabela 5.14 – Classificação segundo a resistência, pelo Eurocode 3 (2003). Ligação TCRS-B.

<b>D<sub>tubo</sub> (mm)</b>	<b>Viga</b>	<b>M<sub>Rd</sub> (kN.m/rad)</b>	<b>Classificação</b>
168,3	W250x38,5	137,18	Parcialmente Resistente
	W310x38,7	169,52	Parcialmente Resistente
	W410x38,8	219,68	Parcialmente Resistente
219,1	W250x38,5	135,78	Parcialmente Resistente
	W310x38,7	165,14	Parcialmente Resistente
	W410x38,8	218,00	Parcialmente Resistente

As ligações foram classificadas como semi-rígidas e parcialmente resistentes, segundo a rigidez e resistência, respectivamente. A ligação TCR-W foi uma exceção, pois apesar de ser classificada como semi-rígida quanto à rigidez, foi classificada como flexível quanto à resistência.

## 5.6 Considerações Finais

A ligação TCR-W apresentou a formação de uma região de plastificação lateralmente à ligação, adjacente a viga (Figura 5.27). É interessante observar que no caso de coluna interna, onde há quatro vigas conectadas à coluna, a zona crítica deixa de ser a região comprimida pelas mesas das vigas e passa a ser a região tracionada, desde que as vigas tenham a mesma altura da seção transversal.

Neste último caso, a região comprimida e plastificada (destacada na Figura 5.27) é estabilizada localmente pela mesa inferior da viga ligada na face correspondente da coluna, fazendo com que haja uma contenção lateral da parede da coluna nesta região.

A zona crítica por sua vez passa a ser a região tracionada pelas mesas das vigas. Tal região é solicitada por uma composição de forças de tração atuantes em direções ortogonais. A região tracionada fica então submetida a um estado de tensões complexo, havendo conseqüentemente a necessidade de estudos específicos.

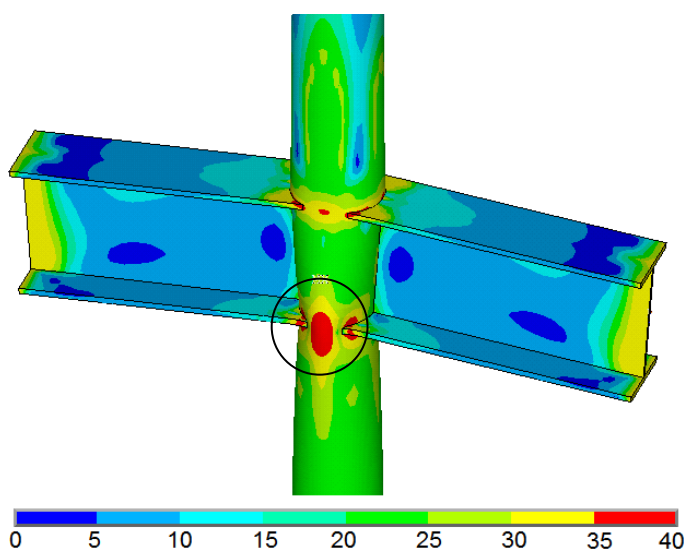


Figura 5.27 - Região de Plastificação na lateral da ligação ( $\text{kN}/\text{cm}^2$ ).

Nas ligações com diafragmas, estes apresentaram comportamentos de acordo como o meio de ligação das mesas nos mesmos. Nas ligações com as mesas parafusadas, a pressão de contato dos parafusos nas chapas foi o fator determinante para a resistência do binário resistente do conjunto.



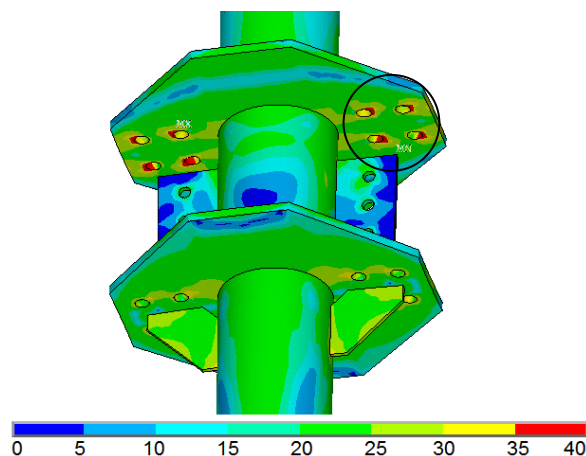


Figura 5.28 – Pressão de contato dos parafusos nos diafragmas externos (kN/cm<sup>2</sup>).

Já nas ligações cujas mesas são soldadas aos anéis, houve maior aproveitamento da resistência do anel. A Figura 5.29 ilustra os diafragmas externos da ligação TCR-WF ao final do carregamento aplicado.

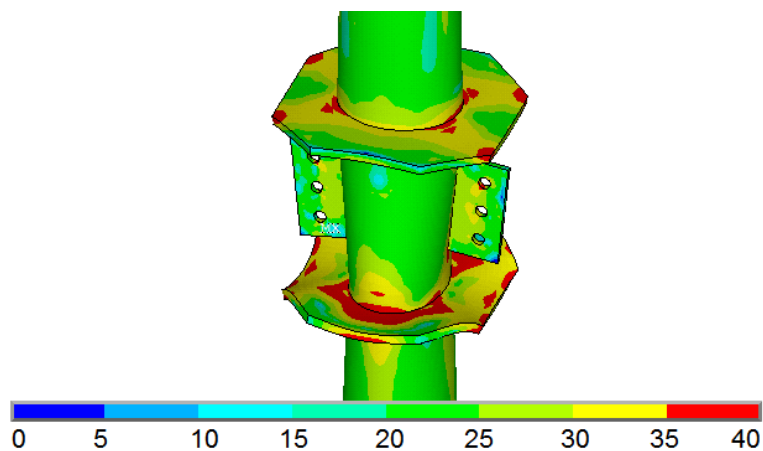


Figura 5.29 – Plastificação dos anéis (kN/cm<sup>2</sup>).

Na figura acima é fácil perceber o aparecimento de instabilidades localizadas no diafragma comprimido. A Figura 5.30 apresenta com clareza o aparecimento das instabilidades localizadas.

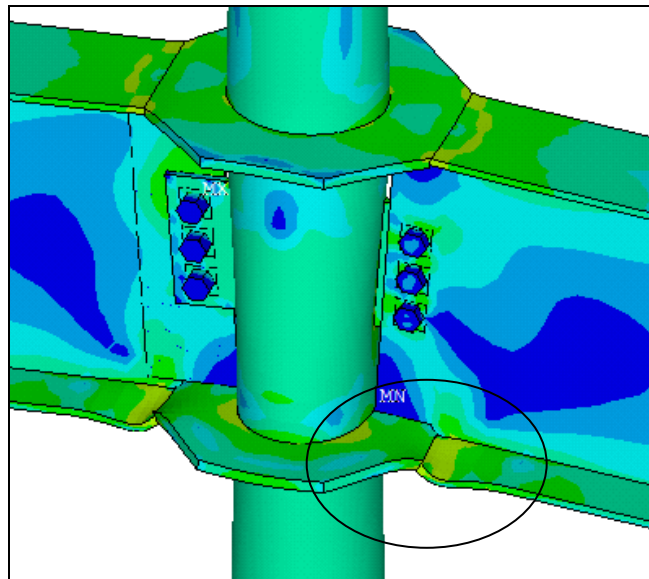


Figura 5.30 - Desenvolvimento de instabilidades localizadas nos elementos comprimidos.

Nas ligações com enrijecedores soldados aos anéis externos, não houve aumento significativo da rigidez inicial. Quanto à resistência, esta foi prejudicada devido à força que o enrijecedor exerce na parede da coluna tubular. A Figura 5.31 ilustra este fato.

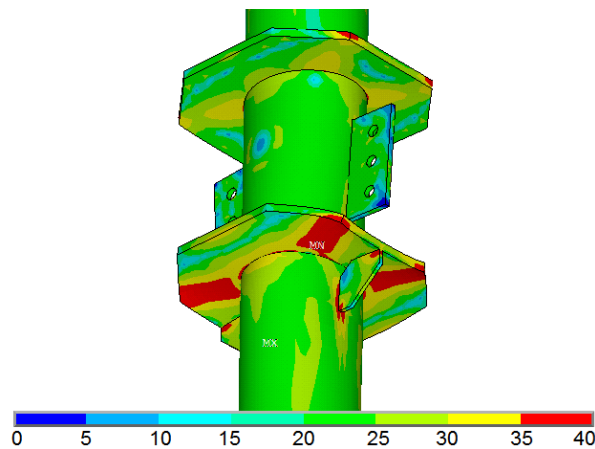


Figura 5.31 - Ligação com enrijecedor no anel inferior (kN/cm<sup>2</sup>).

# Capítulo 6 : CONCLUSÕES

---

## 6.1 Conclusões Gerais

A metodologia de modelagem numérica seguida apresentou boa correlação com os resultados analíticos, bem como aos resultados esperados. Os modelos de ligações propostos e analisados apresentaram comportamentos variados, visto que são estudadas configurações diferentes de ligação.

Do ponto de vista da resistência, com exceção da ligação TCR-W, as ligações foram classificadas como “parcialmente resistentes”. Para tanto, se observou que o momento resistente da ligação se mostrou inferior ao momento de plastificação da seção transversal da coluna, e ao dobro do momento de plastificação da viga, e maior que 25% do maior desses valores. A ligação TCR-W apresentou um comportamento dito “flexível”, para ambas as relações de inércia entre viga e coluna.

Ao se aumentar a altura da seção transversal da viga, é perceptível o acréscimo de resistência da ligação, devido ao aumento do binário resistente. Já ao se aumentar o diâmetro da coluna tubular, os valores de resistência apresentaram pequenas variações, podendo ser considerados aproximadamente iguais.

Quanto à rigidez, todas as ligações apresentaram comportamento semi-rígido, com a rigidez inicial dada na Tabela 5.4. De acordo com os resultados obtidos, é possível concluir que ao se incrementar a altura  $h$  da seção transversal da viga, a rigidez inicial também aumenta. Isto se deve ao aumento do binário resistente da ligação, uma vez que o braço de alavanca também sofre acréscimo.

Por outro lado, ao se aumentar o diâmetro da coluna tubular circular, se observa uma redução da rigidez inicial da ligação. Tal redução pode ser explicada pela maior flexibilidade da parede do tubo a ações transversais, sendo a espessura da parede

da coluna um fator determinante para este efeito. Essa maior flexibilidade pode ser evitada quando ao se aumentar o diâmetro  $D$ , adotar espessuras de chapa também maiores, de modo que a relação  $D/t$  se mantenha aproximadamente igual à original.

É possível concluir que somente em ligação onde a coluna tubular apresenta seções transversais com grandes dimensões e espessuras, há uma maior tendência ao não surgimento de semi-rigidez e resistência parcial da ligação.

A capacidade de rotação das ligações, como esperado, cai à medida que se incrementa a altura da seção transversal da viga, e aumenta quando há acréscimo do diâmetro da coluna. As ligações TCR-W, TCR-WF e TCRS-WF, apresentaram capacidade de rotação muito além da rotação de  $0,02rad$ , a qual segundo o Eurocode 3 (2003) pode ser tomada como a rotação na qual a ligação atinge o momento plástico, quando esta grandeza não está clara no diagrama  $M-\Phi$ .

As ligações TCR-B e TCRS-B obtiveram capacidade de rotação ligeiramente superior ao valor de  $0,02rad$ . A capacidade de rotação foi limitada devido à plastificação da região de contato entre os parafusos e as chapas do anel e das mesas da viga, como no capítulo anterior.

A utilização dos anéis externos para a transferência de momento fletor na ligação se mostrou uma solução com boa funcionalidade. Do ponto de vista de execução, a ligação com anéis parafusados às mesas se mostra uma alternativa mais interessante, uma vez que evita as soldas de campo.

Os anéis externos tiveram um papel estrutural significativo devido a sua rigidez a forças aplicadas no seu plano. Esta característica permitiu maior aproveitamento da capacidade da coluna tubular, uma vez que os anéis absorvem grande parte da força oriunda do binário exercido pelas mesas da viga. Este mecanismo permite maior aproveitamento da capacidade resistente da coluna às solicitações axiais, pois a ligação não compromete localmente a coluna.

O enrijecedores soldados aos anéis externos ajuda a evitar o desenvolvimento de instabilidades localizadas no anel comprimido. Por outro lado, parte da força

absorvida por ele é transferida à coluna, gerando uma região de plastificação na face da parede da coluna, o que pode limitar a resistência da ligação.

Os procedimentos normativos analisados apresentaram boa aplicabilidade para a determinação da resistência das ligações envolvendo elementos tubulares. Contudo, é necessário o desenvolvimento de formulações e ferramentas que permitam estimar a rigidez e ductilidade dessas ligações. Tais ferramentas são fundamentais para a difusão da utilização desses elementos estruturais.

## 6.2 Propostas Para Trabalhos Futuros

- Para melhor investigação e conhecimento do comportamento de ligações entre vigas em perfis I e colunas com seções transversais tubulares circulares, é necessário estudos experimentais em laboratório. Além da validação frente a resultados analíticos e resultados obtidos na literatura, com os ensaios experimentais é possível calibrar os modelos numéricos tridimensionais desenvolvidos neste trabalho. Análises experimentais deste tipo de ligação estão sendo desenvolvidas no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos/EESC-USP;
- É interessante também o estudo de ligações entre vigas de seção I com pilares tubulares circulares internos, ou seja, com dois planos ortogonais de ligação. Neste estudo há possibilidade de avaliar os efeitos causados nas regiões comprimida e tracionada, variando a altura das vigas, e com momentos balanceados e desbalanceados.
- Tendo em vista as vantagens do uso de estruturas mistas de aço e concreto, tal como o melhor aproveitamento das peculiaridades de cada material, é interessante o estudo das ligações mistas envolvendo vigas de perfil I e coluna tubular circular preenchida por concreto. Além do conhecimento do

comportamento  $M-\Phi$ , há a influência da laje e das armaduras longitudinais na rigidez da ligação. Cabe ainda o estudo de mecanismos e dispositivos de ligação que sejam capazes de transferir esforços para o concreto no interior da coluna tubular;

- É necessário ainda o estudo de configurações de ligações rígidas e semi-rígidas que permitam maior facilidade de montagem em campo. Como exemplo pode-se citar a ligação por chapa de topo na viga, sendo a chapa adjacente ligada a coluna por meio de anéis transversais externos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (2005). **Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings**. Chicago, SA (“Draft” da versão de 1999).

ARAÚJO, A. H. M.; REQUENA, J. A. V.; MINCHILLO, D. G. V.; THOMAZ, S. A. M. (2001). Projeto, Fabricação e Montagem de Estruturas Tubulares – Seção Circular. **IV Seminário Internacional O Uso de Estruturas Metálicas na Construção Civil / I Congresso Internacional da Construção Metálica (I CICOM)**. São Paulo, SP – Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800 (1986). Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800 (2008). Projeto e execução de estruturas de aço e de estruturas mistas aço concreto de edifícios. Rio de Janeiro.

BRANCO, R. H. F.; SANTOS, R. M.; REQUENA, J. A. V.; ARAÚJO, A. H. M. (2002). Automação do Projeto de Pórticos Metálicos Planos Constituídos de Barras Tubulares. **II Congresso Internacional da Construção Metálica – II CICOM**. São Paulo, SP – Brasil.

BRANCO, R. H. F.; SOUZA, M. G. Q.; REQUENA, J. A. V. (2004). Automação do Projeto de Estruturas Metálicas Planas Utilizando Perfis Tubulares. **XXXI Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural**. Mendoza, Argentina.

BRANCO, R. H. F.; REQUENA, J. A. V. (2005). Análise Computacional Comparativa Entre Estruturas Metálicas Tubulares Com Barras Rotuladas e Com Barras Aporticadas. **Proceedings of the XXVI Iberoian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering - CILAMCE 2005**. Guarapari, ES – Brasil.

CARVALHO, P.H. (2005). **Avaliação Numérica do Comportamento Estrutural de Ligação Entre Pilar de Seção Tubular Circular e Viga de Seção “I”**. 94p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2005.

CAO, J. J.; PACKER, J. A.; YANG, G. J. (1998). Yield Line Analysis of RHS Connections With Axial Loads. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 48, p. 1-25.

EUROCODE 3 (2003). Design of steel structures – Part 1-1: General Rules. European Committee for Standardization, Brussels.

EUROCODE 3 (2003). Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints. European Committee for Standardization, Brussels.

EUROCODE 3 (2005). Design of steel structures – Part 1-1: General Rules. European Committee for Standardization, Brussels.

EUROCODE 3 (2005). Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints. European Committee for Standardization, Brussels.

EUROCODE 4 (2004). Design of composite steel and concrete structures – Part1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels.

EUROCODE (2002). prEN 1990. Basis of structural design.

EUROCODE 3 (1993). Design of steel structures: Part 1.1 - General rules and rules for buildings - Revised Annex J: Joints in building frames.

EUROCODE 3 (1992). Design of steel structures: Part 1.1 - General rules and rules for buildings.

GHOBARAH, A.; MOURAD, S.; KOROL, R. M. (1996) Moment-Rotation Relationship of Blind Bolted Connections for HSS Columns. **J. Construct Steel Research**, v. 40, n. 01, p. 63-91.

GHO, W.M.; GAO, F.; YANG, Y. (2005). Load Combination Effects on Stress and Strain Concentration on Completely Overlapped Tubular K(N)- Joints. **Thin-Walled Structures**. Vol. 43, p. 1234-1263.

JONES, S. W.; KIRBY, P. A.; NETHERCOT, D. A. (1983). The Analysis of Frames with Semi-Rigid Connections – A State-of-the-Art Report. **Journal of Constructional Steel Research**. v. 03, n. 2, p. 2-13.

KISHI, N.; CHEN, W. F. (1990). Moment-Rotations Relations of Semirigid Connections with Angles. **Journal of Structural Engineering**. v. 116, n. 07, p. 1813-1834.

KOSTESKI, N.; PACKER, J.A. (2003). Longitudinal Plate and Through Plate-to-Hollow Structural Section Welded Connections. **Journal of structural Engineering**. Vol. 129, No 4, p. 478-486.

KUMAR, S.R.S.; RAO, D.V.P. (2006). RHS Beam-to-Column Connection with Web Opening – Experimental Study and Finite Element Modelling. **Journal of Constructional Steel Research**. Vol. 62, p. 739-746.



MAGGI, Y.I.(2004). Análise do Comportamento Estrutural de Ligações Parafusadas Viga-Pilar com Chapa de Topo Estendida. São Carlos. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MONCARZ, P. D.; GERSTLE K. H. (1981). Steel Frames with Nonlinear Connections. **Journal of Structural Division**. v. 107, n. 08, p. 1427-1441.

MITRI, H. S.; KOROL, R. M. (1984). The Strength of Beam-To-Staggered Column Connections of Rectangular Hollow Sections. **Int. J. Mech. Sci.**, v. 26, n. 6-8, p. 459-470.

MINCHILLO, D. G. V.; REQUENA, J. A. V. (2005). Estudo de Novos Arranjos Para Enrijecedores em Placas de Base de Pilares Metálicos Tubulares Solicitados ao Momento Fletor. **Proceedings of the XXVI Iberoian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering - CILAMCE 2005**. Guarapari, ES – Brasil.

NETHERCOT, D. A.; LI, T. Q.; AHMED, B. (1998). Unified Classification System for Beam-to-Column Connections. **Journal of Constructional Steel Research**. v. 45, n. 1, p. 39-65.

PACKER, J. A. (1979). A Computer Program for the Structural Analysis of Welded Tubular Joints with RHS Chords. **Advances in Engineering Software**, v. 01, n. 04, p. 153-164.

PACKER, J. A. (1993). Moment Connections between Rectangular Hollow Sections. **J. Construct. Steel Research**, v. 25, p. 63-81.

PACKER, J.A.; HENDERSON, J.A. (1996). **Design Guide for Hollow Structural Section Connections**. 6.ed. Ont: Canadian Institute of Steel Construction.

PACKER, J.A.; MASHIRI, F.R.; ZHAO, X.L.; WILLIBALD, S. (2007). Static and Fatigue Design of CHS-to-RHS Welded Connections Using a Branch Conversion Method. **Journal of Constructional Steel Research**. Vol. 63, p. 82-95.

RAO, D.V.P.; KUMAR, S.R.S. (2006). RHS Beam-to-Column Connection with Web Opening – Parametric Study and Design Guidelines. **Journal of Constructional Steel Research**. Vol. 62, p. 747-756.

REQUENA, J. A. V.; SILVA, N. C.; PASCHOAL, L. G.; ARAÚJO, A. H. M. (2001). Automação do Projeto de Treliças Metálicas Planas Constituídas de Barras Tubulares. **IV Seminário Internacional O Uso de Estruturas Metálicas na Construção Civil / I Congresso Internacional da Construção Metálica (I CICOM)**. São Paulo, SP – Brasil.

REQUENA, J. A. V.; SANTOS, A. L. E. F. (2007). Dimensionamento de Ligações em Barras Tubulares de Estruturas Metálicas Planas. **Coleção Técnico-Científica V&M do Brasil**. Ed. 1. Campinas, SP – Brasil.

SAMARRA, F. A.; DARIO, M.; REQUENA, J. A. V. (2005). Análise Comparativa Entre o Método das Tensões Admissíveis e o Método dos Estados Limites Para Estruturas Metálicas Treliçadas de Perfis Tubulares. **Proceedings of the XXVI Iberoian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering - CILAMCE 2005**. Guarapari, ES – Brasil.

SANTOS, A. L. E. F.; REQUENA, J. A. V.; FREITAS, A. M. S. (2002). Ligações de Estruturas Metálicas Tubulares Planas: Abordagem Teórica. **II Congresso Internacional da Construção Metálica - II CICOM**. São Paulo, SP – Brasil.

SANTOS, A. L. E. F.; REQUENA, J. A. V. (2003). Análise de Ligações Soldadas Entre Barras Tubulares de Treliça do Tipo K. **Proceedings of the XXIV Iberoian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering - CILAMCE 2005**. Ouro Preto, MG – Brasil.

SHANMUGAM, N.E.; FELLOW; TING, L.C. (1995). Welded Interior Box-Column to I-Beam Connections. **Journal of Structural Engineering**. Vol. 121, No 5, p. 824-830.

SOUZA, M. G. Q.; REQUENA, J. A. V. (2005). Um Sistema CAD/CAE no Projeto de Estruturas Metálicas Planas, Formados por Perfis Tubulares. **Proceedings of the XXVI Iberoian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering - CILAMCE 2005**. Guarapari, ES – Brasil.

SZLENDAK, J. (1991). Beam-Column Welded RHS Connections. **Thin Walled Structures**, n. 12, p. 63-80.

TRISTÃO, G. A. (2006). Análise Teórica e Experimental de Ligações Viga Mista-Pilar de Extremidade com Cantoneiras de Assento e Alma. São Carlos. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

VIEIRA, R. F.; REQUENA, J. A. V.; FREITAS, A. M. S.; MINCHILLO, D. G. V. (2006). Análise Experimental de Ligações Soldadas de Barras Tubulares de Aço, Utilizadas em Treliças Planas. **III Congresso Internacional da Construção Metálica - III CICOM**. São Paulo – Brasil.

VIEIRA, R. F.; REQUENA, J. A. V.; FREITAS, A. M. S.; MINCHILLO, D. G. V. (2006). Uma investigação Experimental de Ligações Soldadas de Barras Tubulares de Aço, Do Tipo K, Utilizadas em Treliças Planas. **Anais das XXXII Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural**. Campinas, SP – Brasil.

WINKEL, G.D.DE.; RINK, H.D.; WARDENIER, J.; PUTHLI, R.S. (1993). Behaviour and static strength of unstiffened I-beam to circular column connections under multiplanar in-plane bending moments. **Proceedings of the Third International Offshore and Polar Engineering Conference.** p 167-174.

WINKEL, G.D.; RINK, H.D.; WARDENIER, J. (1994). The Static Strength of Uniplanar and Multiplanar I-beam to Tubular Column Connections Loaded with In-Plane Bending Moments. **Proceedings of the Fourth International Offshore and Polar Engineering Conference.** p 65-72.

WINGERDE, A. M.; PACKER, J. A.; WARDENIER, J. (1995) Criteria for the Fatigue Assessment of Hollow Structural Section Connections. **J. Construct Steel Research**, v. 35, p. 71-115.

WINGERDE, A. M.; PACKER, J. A.; WARDENIER, J. (1997). SCF Formulae for Fatigue Design of K-Connections Between Square Hollow Sections. **J. Construct Steel Research**, v. 43, ns 1-3, p. 87-118.

WINGERDE, A.M.; PACKER, J.A.; WARDENIER, J. (2001). Simplified SCF Formulae and Graphs for CHS and RHS K- and KK-connections. **Journal of Constructional Steel Research.** Vol. 57, p. 221-252.



# Anexo A

## Tensões de Von Mises na Coluna

---

Para todas as ligações, as Figuras A.1 a A.30 ilustram o desenvolvimento das tensões de Von Mises na face da coluna à medida que se incrementa o carregamento.

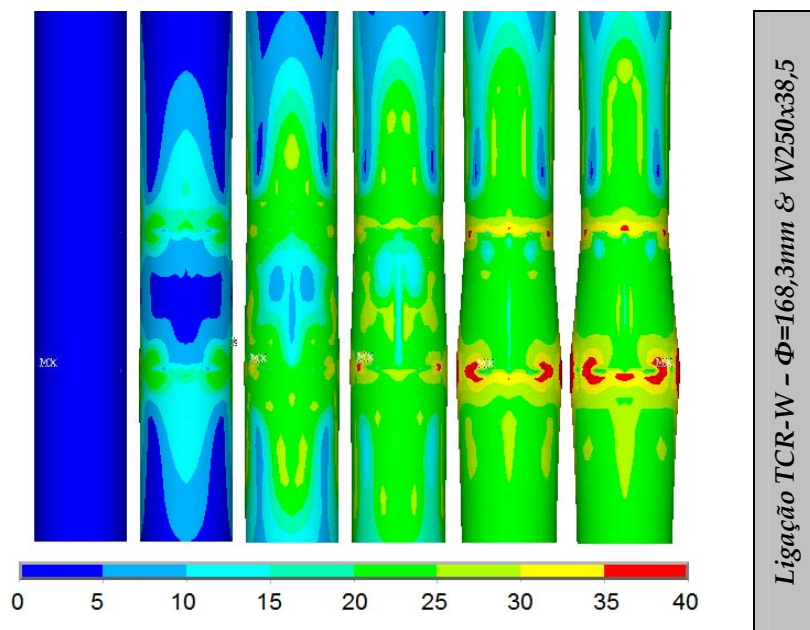


Figura A.1 - Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna ( $\text{kN}/\text{cm}^2$ ). Ligação TCR-W com coluna  $\Phi 168,3\text{mm}$  e viga W250x38,5.

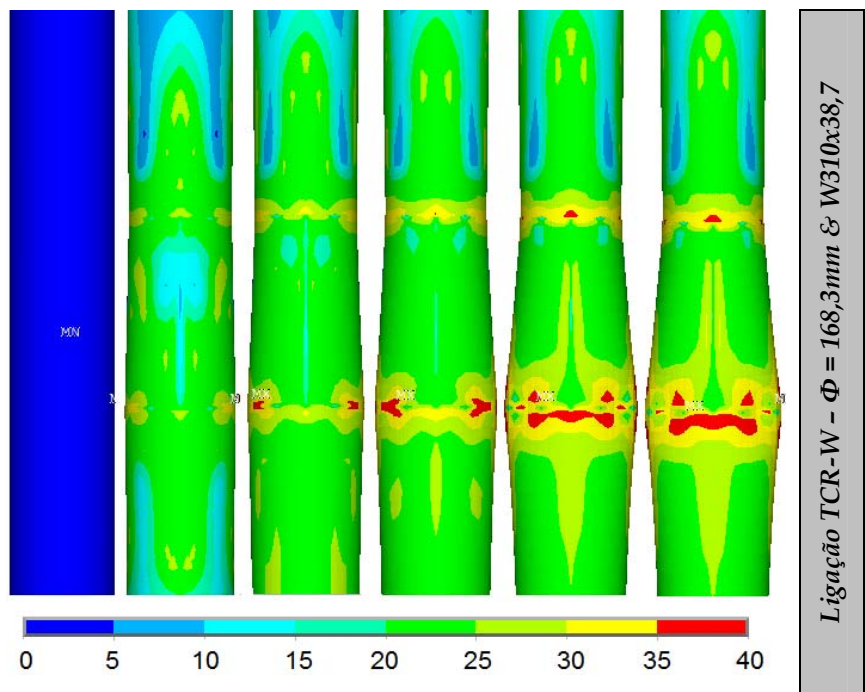


Figura A.2 – Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna (kN/cm<sup>2</sup>). Ligação TCR-W com coluna  $\Phi 168,3\text{mm}$  e viga W310x38,7.

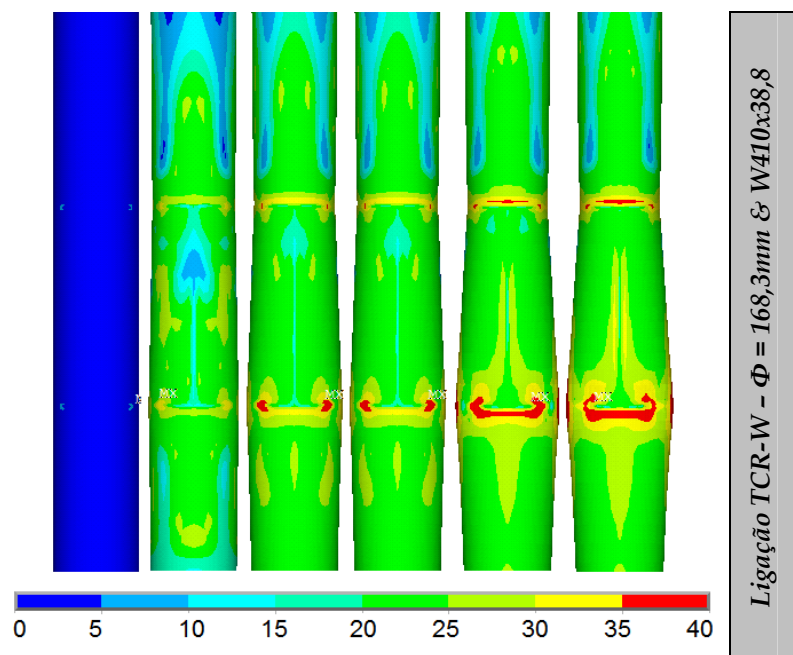


Figura A.3 – Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna (kN/cm<sup>2</sup>). Ligação TCR-W com coluna  $\Phi 168,3\text{mm}$  e viga W410x38,8.

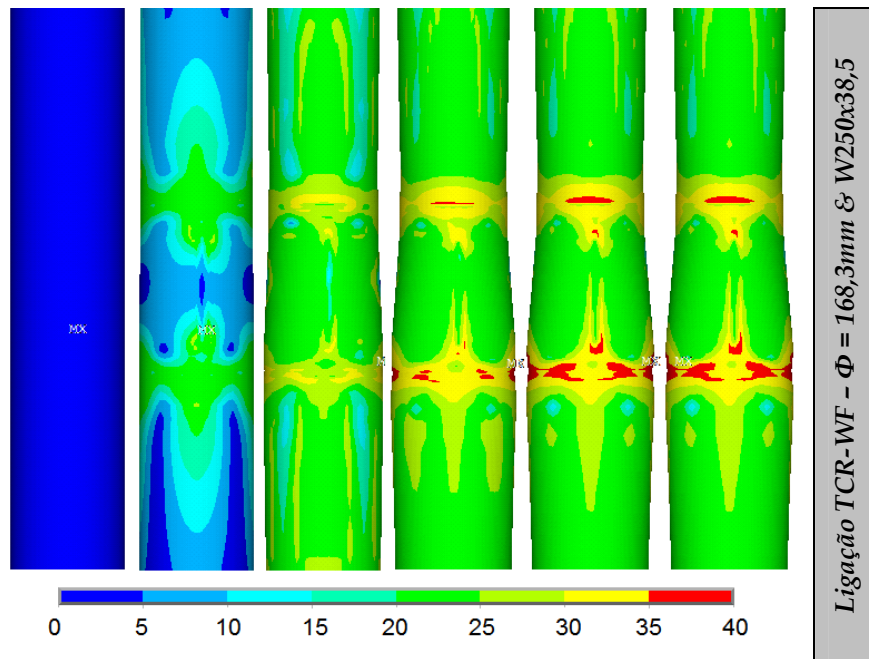


Figura A.4 – Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna ( $\text{kN}/\text{cm}^2$ ). Ligação TCR-WF com coluna  $\Phi 168,3\text{mm}$  e viga W250x38,5.

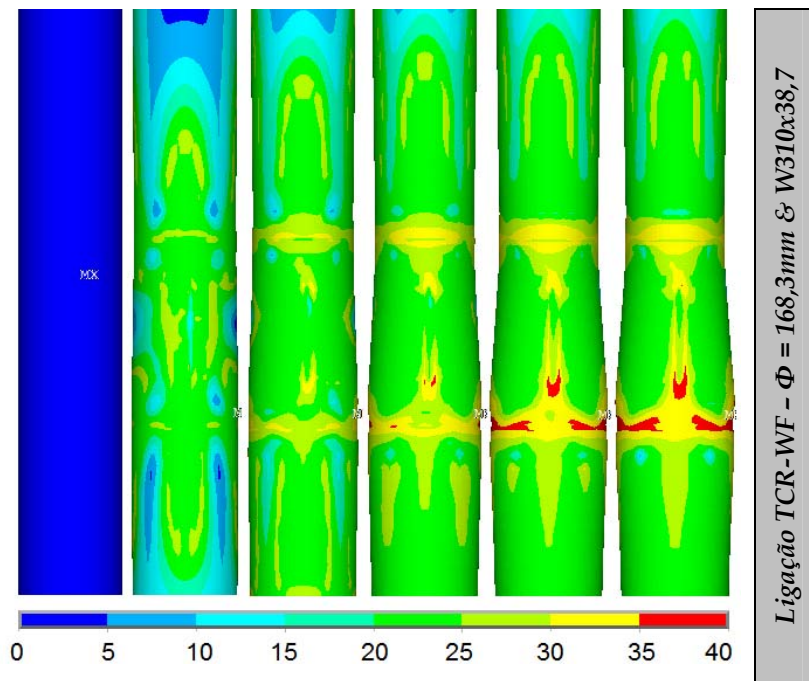


Figura A.5 – Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna ( $\text{kN}/\text{cm}^2$ ). Ligação TCR-WF com coluna  $\Phi 168,3\text{mm}$  e viga W310x38,7.

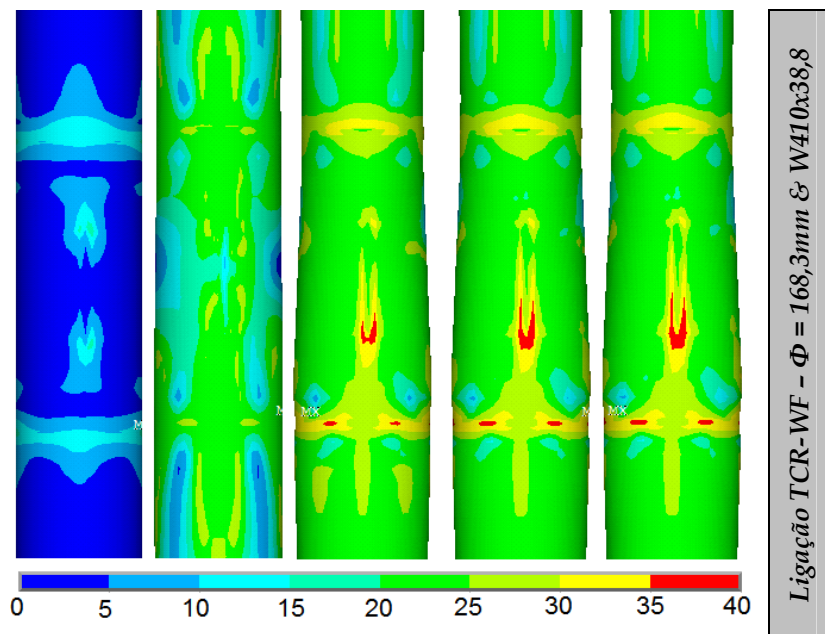


Figura A.6 - Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna (kN/cm<sup>2</sup>). Ligação TCR-WF com coluna  $\Phi 168,3\text{mm}$  e viga W410x38,8.

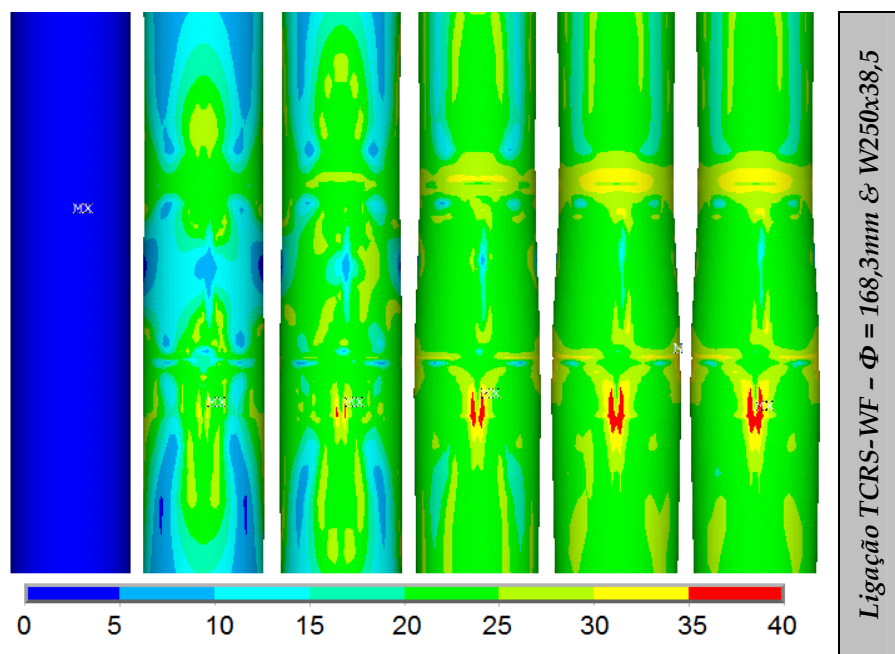


Figura A.7 - Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna (kN/cm<sup>2</sup>). Ligação TCRS-WF com coluna  $\Phi 168,3\text{mm}$  e viga W250x38,5.



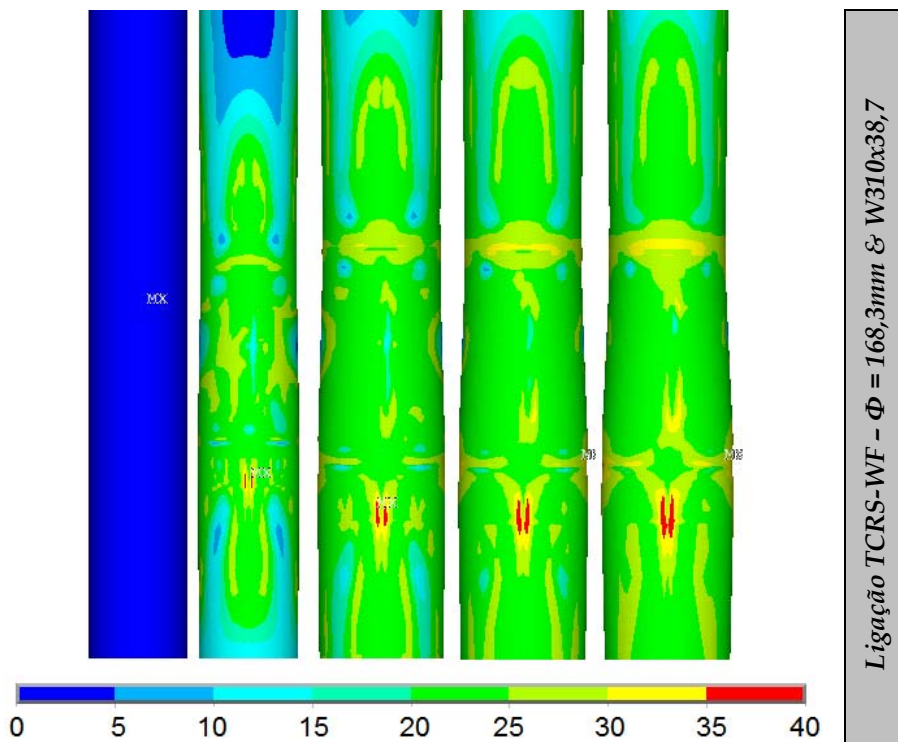


Figura A.8 - Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna (kN/cm<sup>2</sup>). Ligação TCRS-WF com coluna  $\Phi 168,3\text{mm}$  e viga W310x38,7

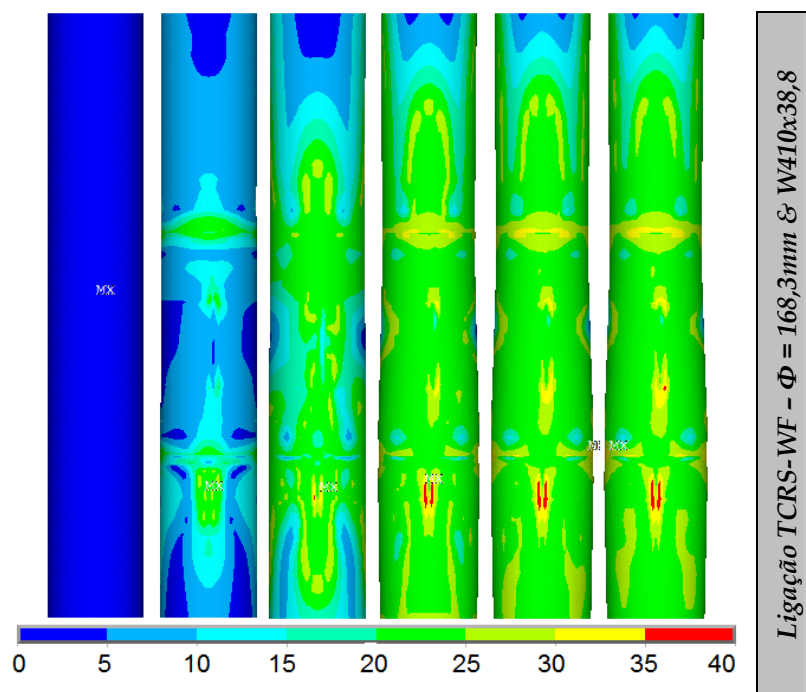


Figura A.9 - Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna (kN/cm<sup>2</sup>). Ligação TCRS-WF com coluna  $\Phi 168,3\text{mm}$  e viga W410x38,8.

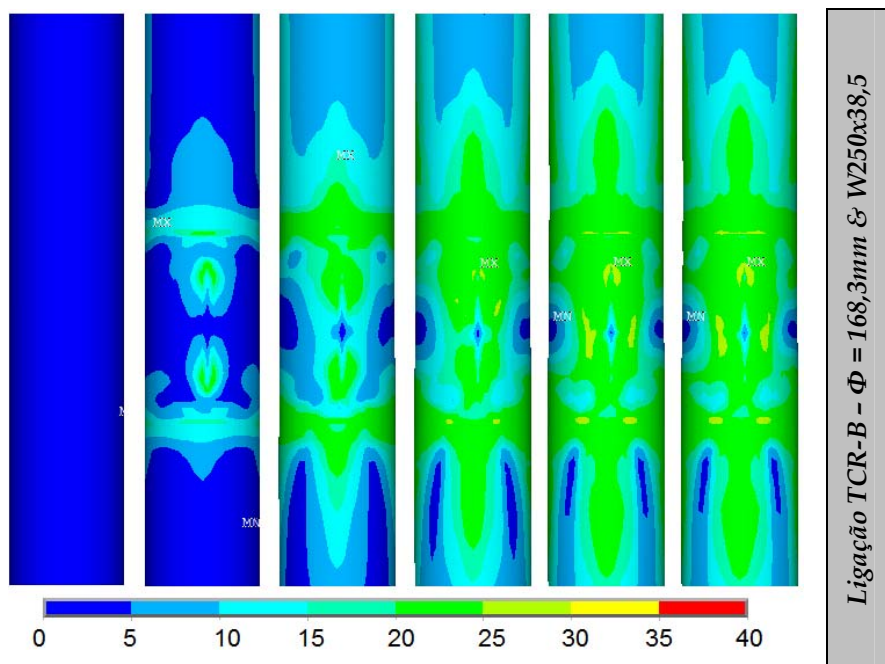


Figura A.10 – Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna (kN/cm<sup>2</sup>). Ligação TCR-B com coluna  $\Phi 168,3\text{mm}$  e viga W250x38,5.

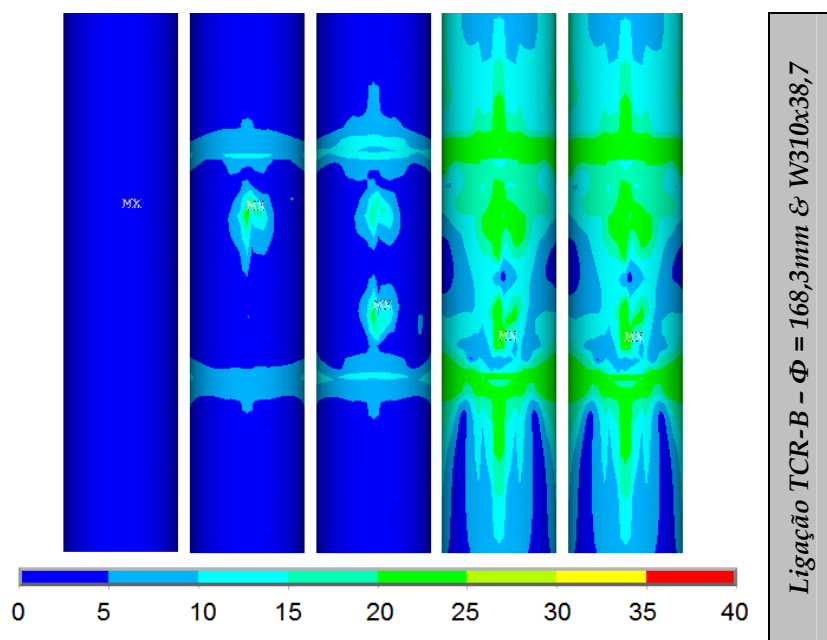


Figura A.11 – Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna (kN/cm<sup>2</sup>). Ligação TCR-B com coluna  $\Phi 168,3\text{mm}$  e viga W310x38,7.

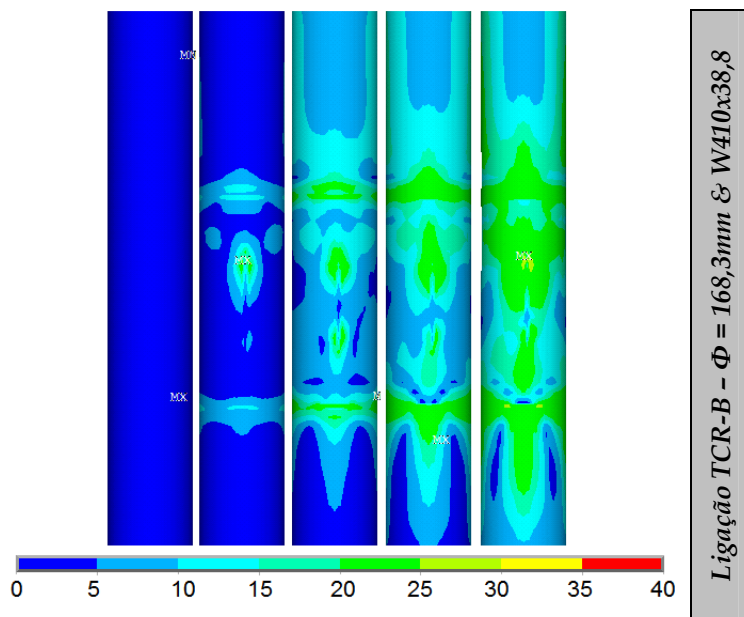


Figura A.12 – Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna (kN/cm<sup>2</sup>). Ligação TCR-B com coluna  $\Phi 168,3\text{mm}$  e viga W410x38,8.

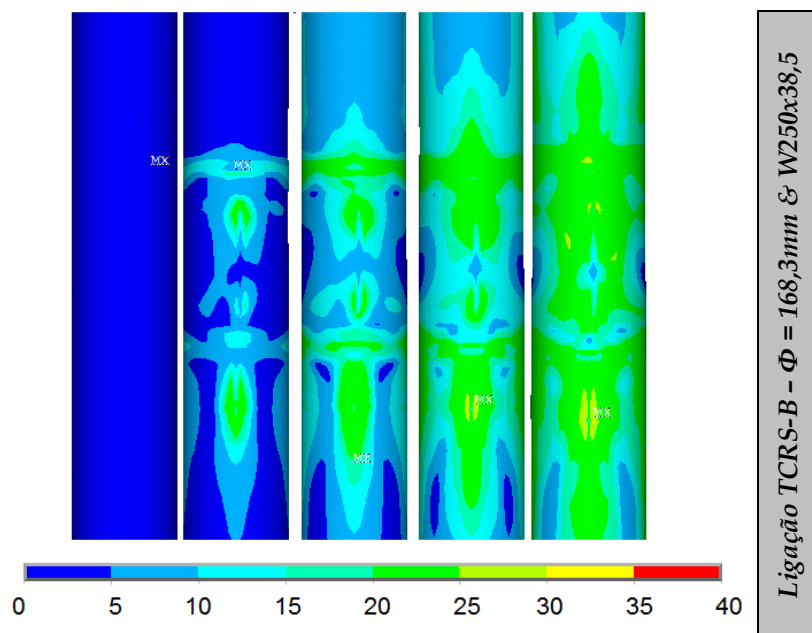


Figura A.13 – Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna (kN/cm<sup>2</sup>). Ligação TCRS-B com coluna  $\Phi 168,3\text{mm}$  e viga W250x38,5.

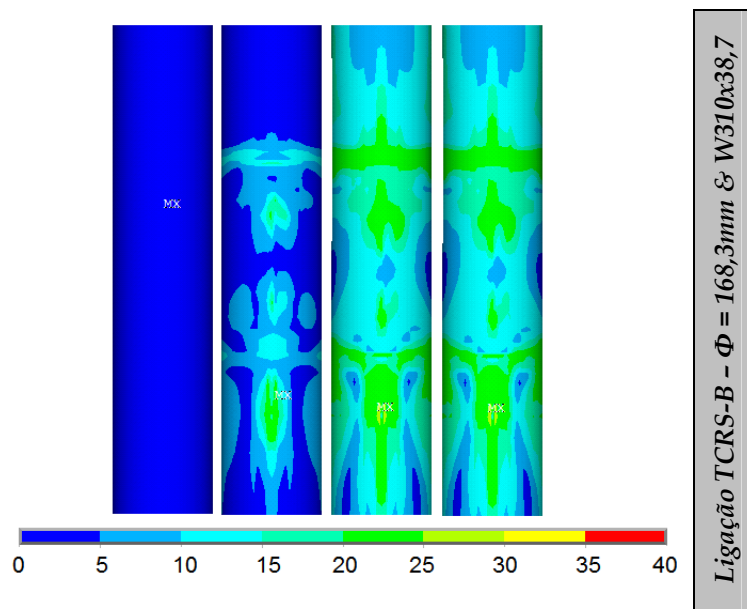


Figura A.14 – Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna (kN/cm<sup>2</sup>). Ligação TCRS-B com coluna  $\Phi 168,3\text{mm}$  e viga W310x38,7.

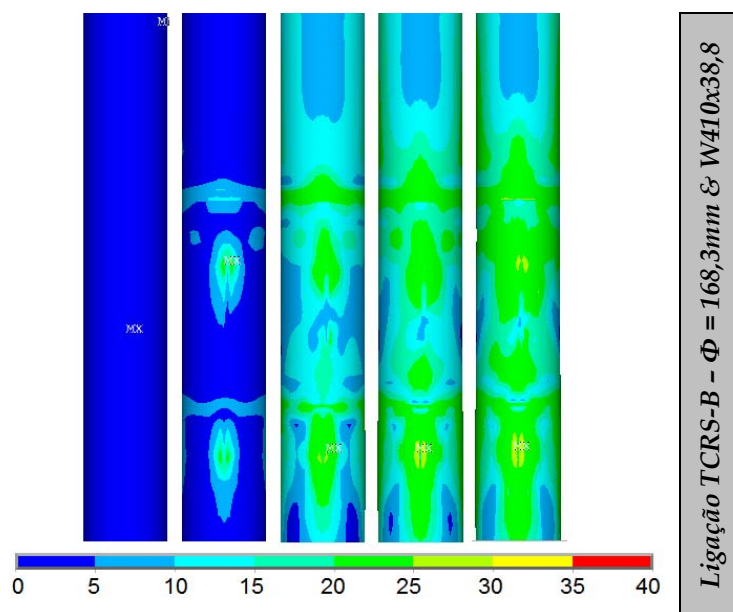


Figura A.15 – Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna (kN/cm<sup>2</sup>). Ligação TCRS-B com coluna  $\Phi 168,3\text{mm}$  e viga W410x38,8.

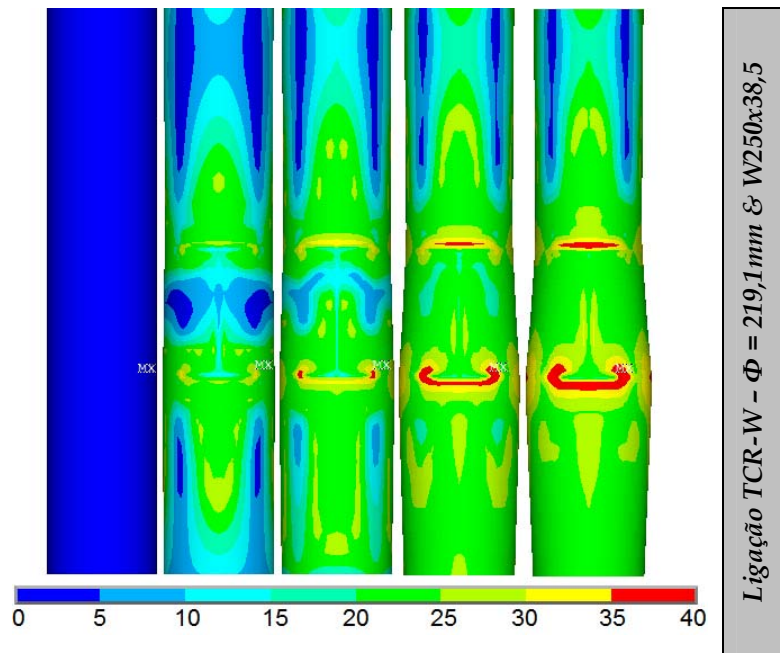


Figura A.16 - Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna (kN/cm<sup>2</sup>). Ligação TCR-W com coluna  $\Phi 219,1\text{mm}$  e viga W250x38,5.

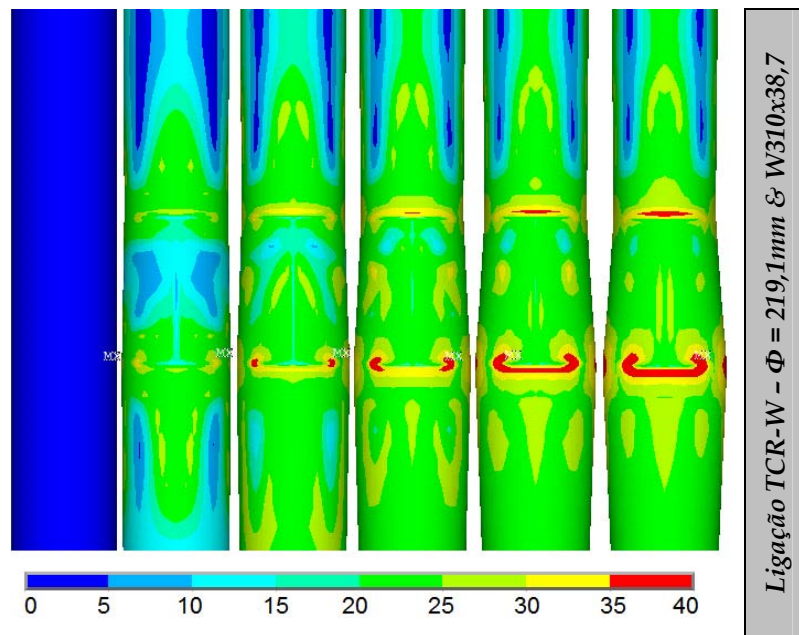


Figura A.17 - Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna (kN/cm<sup>2</sup>). Ligação TCR-W com coluna  $\Phi 219,1\text{mm}$  e viga W310x38,7.



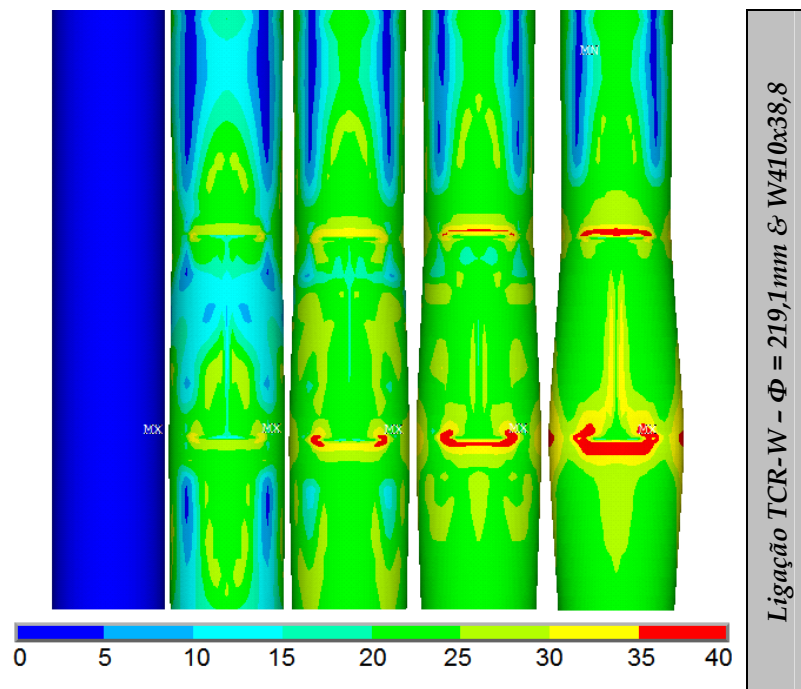


Figura A.18 – Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna (kN/cm<sup>2</sup>). Ligação TCR-W com coluna Φ219,1mm e viga W410x38,8.

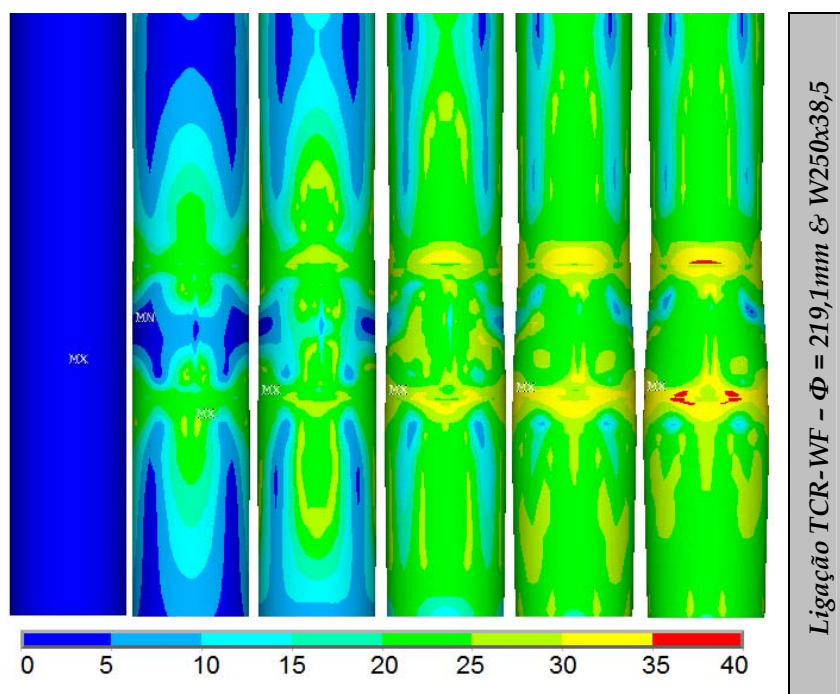


Figura A.19 – Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna (kN/cm<sup>2</sup>). Ligação TCR-WF com coluna Φ219,1mm e viga W250x38,5.

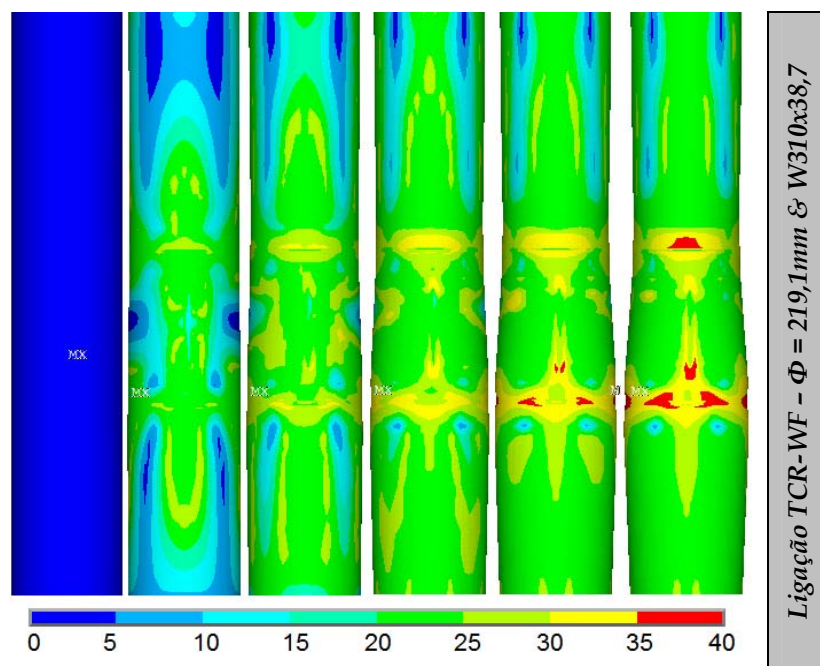


Figura A.20 - Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna ( $\text{kN}/\text{cm}^2$ ). Ligação TCR-WF com coluna  $\Phi 219,1\text{mm}$  e viga W310x38,7.

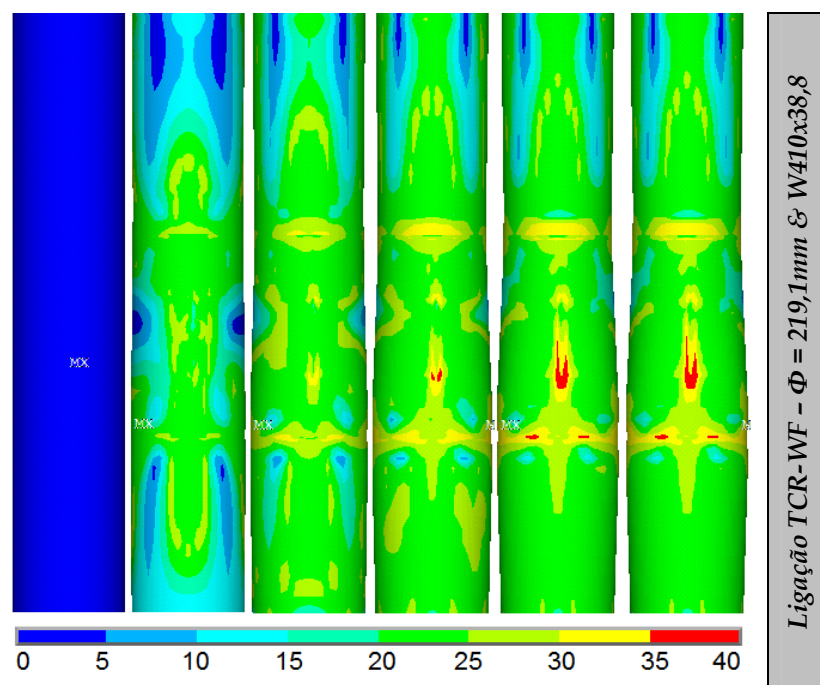


Figura A.21 - Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna ( $\text{kN}/\text{cm}^2$ ). Ligação TCR-WF com coluna  $\Phi 219,1\text{mm}$  e viga W410x38,8.

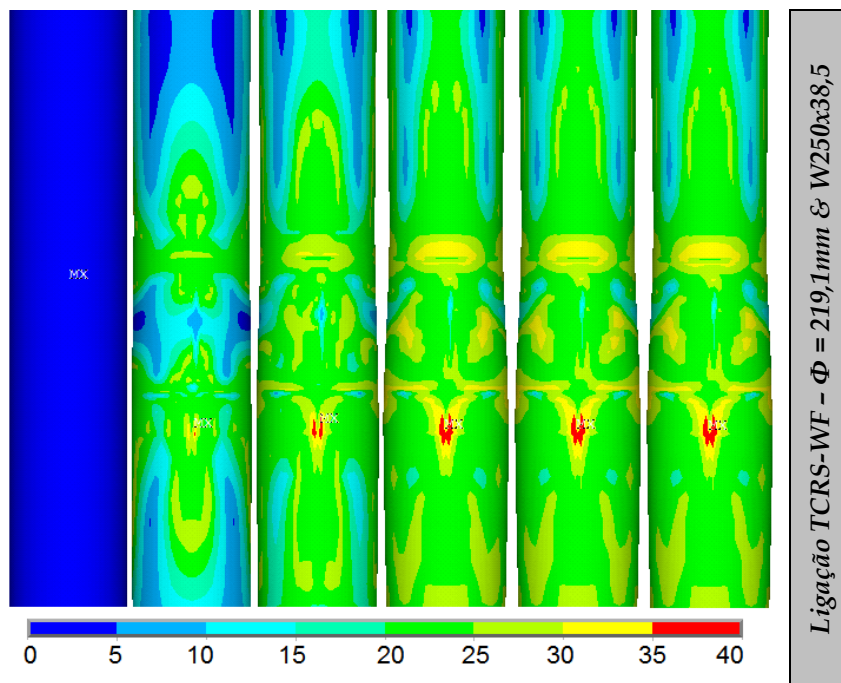


Figura A.22 - Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna ( $\text{kN}/\text{cm}^2$ ). Ligação TCRS-WF com coluna  $\Phi 219,1\text{mm}$  e viga W250x38,5.

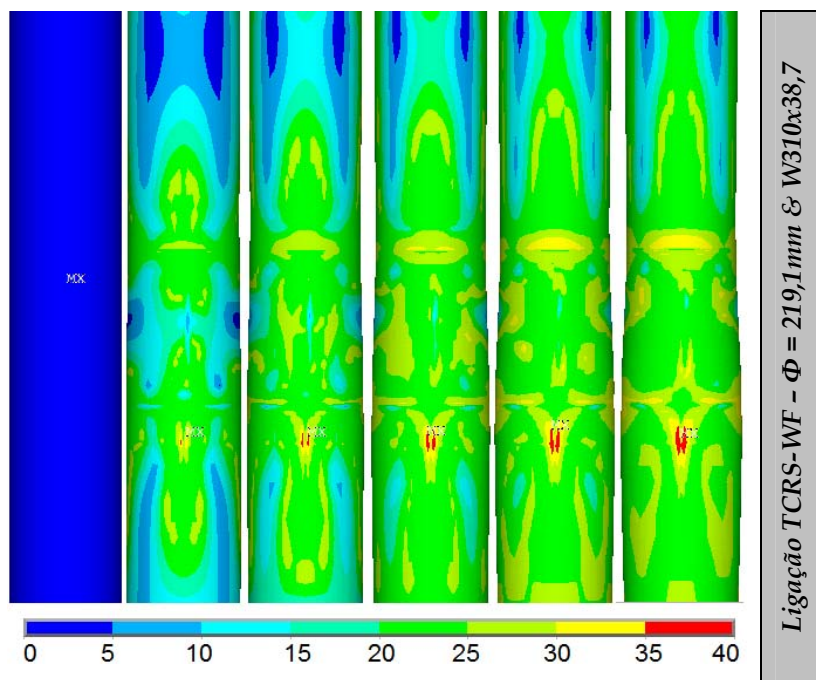


Figura A.23 - Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna ( $\text{kN}/\text{cm}^2$ ). Ligação TCRS-WF com coluna  $\Phi 219,1\text{mm}$  e viga W310x38,7.



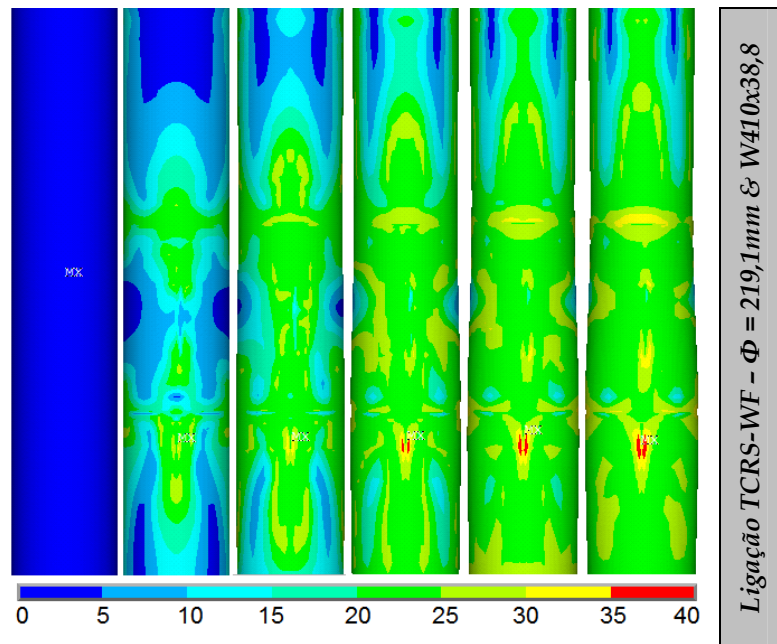


Figura A.24 – Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna (kN/cm<sup>2</sup>). Ligação TCRS-WF com coluna  $\Phi 219,1\text{mm}$  e viga W410x38,8.

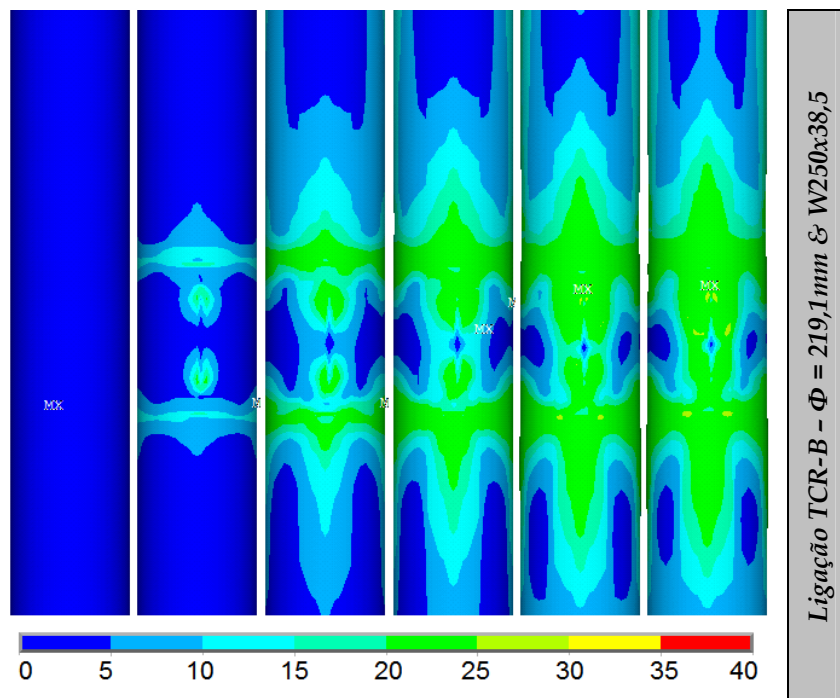


Figura A.25 – Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna (kN/cm<sup>2</sup>). Ligação TCR-B com coluna  $\Phi 219,1\text{mm}$  e viga W250x38,5.

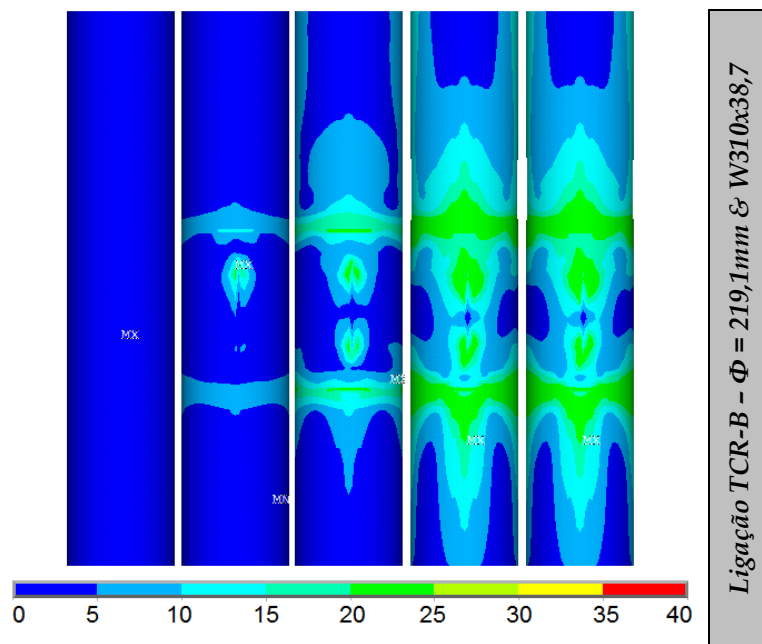


Figura A.26 – Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna (kN/cm<sup>2</sup>). Ligação TCR-B com coluna  $\Phi 219,1\text{mm}$  e viga W310x38,7.

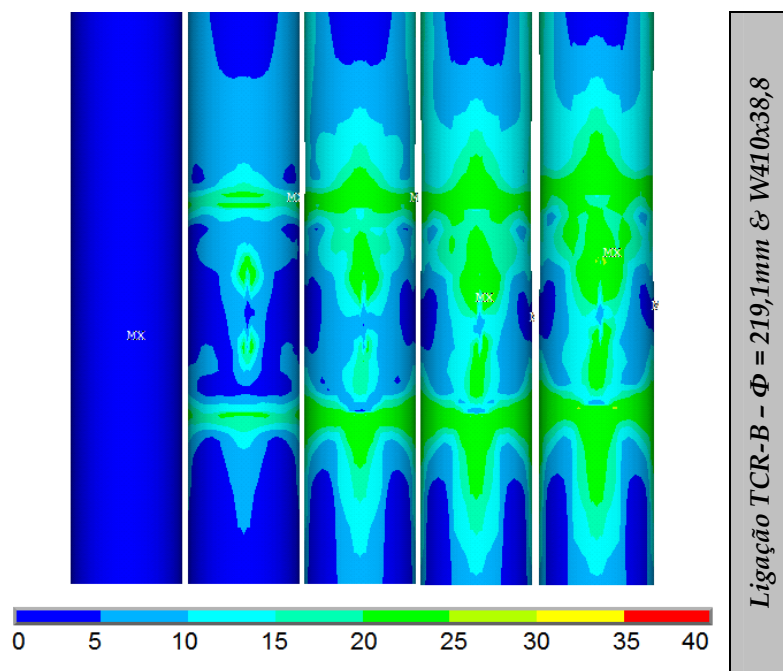


Figura A.27 – Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna (kN/cm<sup>2</sup>). Ligação TCR-B com coluna  $\Phi 219,1\text{mm}$  e viga W410x38,8.

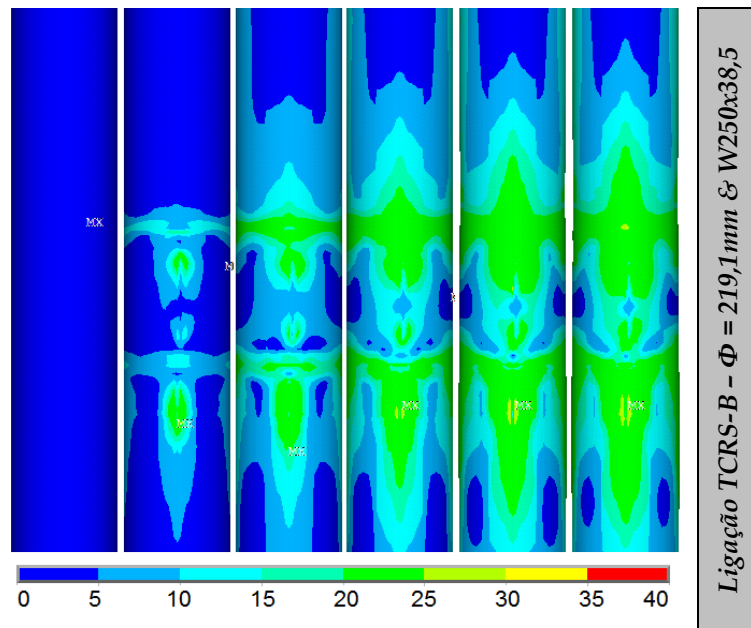


Figura A.28 – Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna (kN/cm<sup>2</sup>). Ligação TCRS-B com coluna  $\Phi 219,1\text{mm}$  e viga W250x38,5.

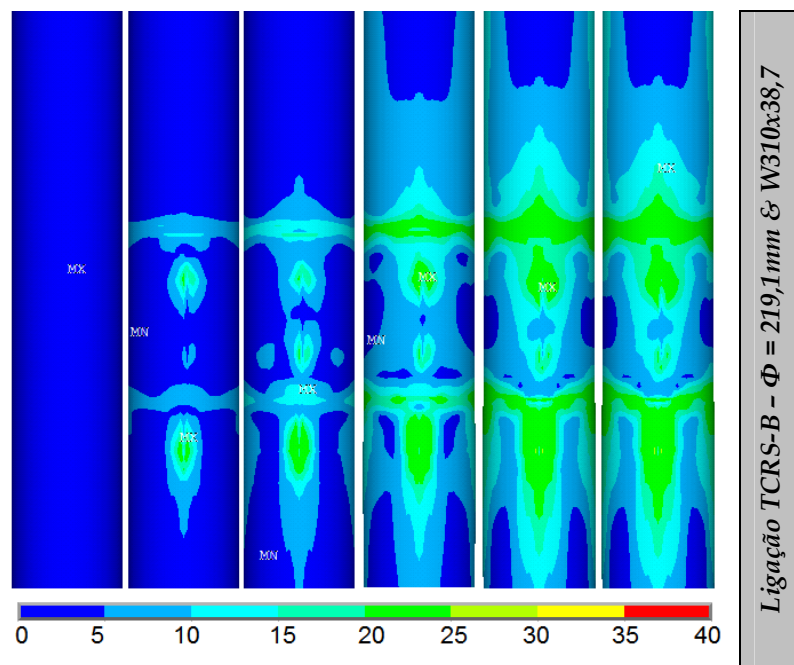


Figura A.29 – Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna (kN/cm<sup>2</sup>). Ligação TCRS-B com coluna  $\Phi 219,1\text{mm}$  e viga W310x38,7.

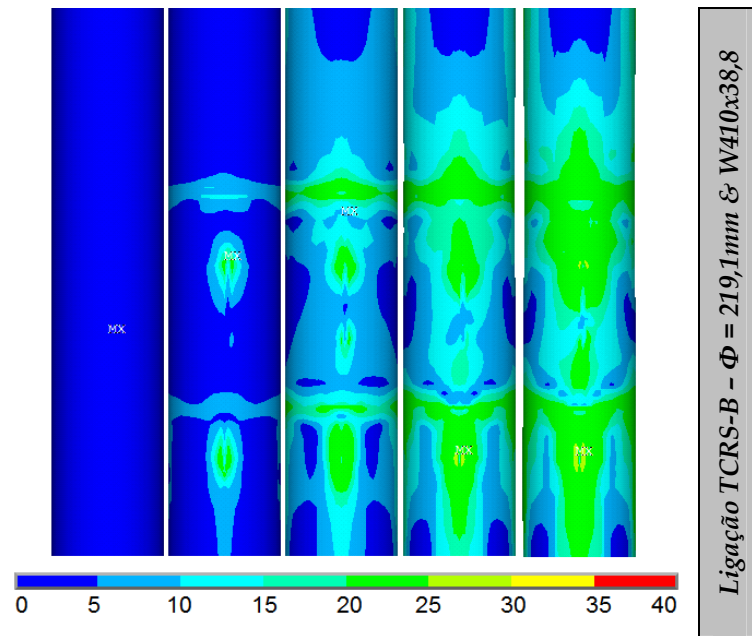


Figura A.30 – Tensões equivalentes de Von Mises na face da coluna (kN/cm<sup>2</sup>). Ligação TCRS-B com coluna  $\Phi 219,1\text{mm}$  e viga W410x38,8.