UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ANA CAROLINA SCAMPINI RANGEL ORRICO

ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO DIAFRAGMA EXTERNO NA LIGAÇÃO ENTRE VIGA DE SEÇÃO I E PILAR TUBULAR DE SEÇÃO CIRCULAR

VITÓRIA 2018

ANA CAROLINA SCAMPINI RANGEL ORRICO

ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO DIAFRAGMA EXTERNO NA LIGAÇÃO ENTRE VIGA DE SEÇÃO I E PILAR TUBULAR DE SEÇÃO CIRCULAR

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo, como parte das exigências para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil na Área de concentração Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Macksuel Soares de Azevedo

i

VITÓRIA 2018 Dados Internacionais de Catalogação-na-publicação (CIP) (Biblioteca Setorial Tecnológica, Universidade Federal do Espírito Santo, ES, Brasil)

Orrico, Ana Carolina Scampini Rangel, 1986-

O75a Análise da influência do diafragma externo na ligação entre viga de seção I e pilar tubular de seção circular / Ana Carolina Scampini Rangel Orrico. – 2018. 102 f. : il.

> Orientador: Macksuel Soares de Azevedo. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico.

 Diafragma (Engenharia estrutural). 2. Vigas. 3. Pilares.
 Análise numérica. 5. Aço – Estruturas. I. Azevedo, Macksuel Soares de. II. Universidade Federal do Espírito Santo. Centro Tecnológico. III. Título.

CDU: 624

Elaborada por Sandra Mara Borges Campos – CRB-6 ES-000593/O

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO

ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO DIAFRAGMA EXTERNO NA LIGAÇÃO ENTRE VIGA DE SEÇÃO I E PILAR TUBULAR DE SEÇÃO CIRCULAR

Ana Carolina Scampini Rangel Orrico

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia Civil do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de Estruturas.

Aprovada no dia 09 de agosto de 2018 por:

Prof. Dr. Macksuel Soares de Azevedo Doutor em Engenharia de Estruturas Orientador - UFES

Prof. Dr. Walnório Graça Ferreira Doutor em Engenharia Civil Examinador Interno - UFES

Prof. Dr. Jorge Munaiar Neto Douter em Engenharia Civil Examinador Externo - USP - São Carlos

Vitória - ES, agosto de 2018

A Deus. Ao meu marido Vitor. Aos meus pais Ana e Gil.

AGRADECIMENTOS

A Deus por ter atendido minhas preces, me propiciando todo o necessário para a realização deste sonho.

Ao meu marido Vitor pelo amor de sempre e incentivo durante todo o curso.

Aos meus pais Ana Elisa e Antonio Gil pelo apoio emocional e material que me possibilitou ingressar na vida acadêmica.

Ao meu orientador, Prof. Macksuel pelo direcionamento e motivação durante a realização deste trabalho.

Ao Felipe Barbosa Teixeira, pelo auxílio fundamental com o Ansys.

"Quanto mais aumenta nosso conhecimento, Mais evidente fica nossa ignorância." (John F. Kennedy)

RESUMO

O uso do diafragma externo na ligação entre viga de seção I e pilar tubular de seção circular tem por objetivo o aumento na eficácia da transferência dos esforços entre estes elementos. O estudo dos diafragmas teve início na década de 1970, no Japão, onde foram feitas análises teóricas e experimentais da sua aplicação. No Brasil, as pesquisas iniciaram em 2005, quando Carvalho (2005) realizou as primeiras análises numéricas com e sem o uso de diafragma externo na ligação. A norma brasileira ABNT NBR 16239:2013 não trata do dimensionamento deste tipo de ligação, que é contemplado somente por Kurobane (2004) do Comité International pour Le Développement et l'Etude de La Construction Tubulaire (CIDECT). O objetivo deste estudo foi analisar o comportamento do diafragma externo em ligações entre viga de seção I e pilar tubular de seção circular. Análises numéricas foram realizadas variando a geometria do diafragma externo e verificando sua eficácia quando submetido a cargas nas vigas e no pilar. O diafragma se mostrou um mecanismo eficaz para aumento da rigidez inicial e da resistência da ligação proporcionando ganhos de resistência que variam de 30 a 173%, dependendo da geometria. Quando o pilar é submetido a carga axial, verifica-se que o modelo sem diafragma, apresenta redução gradual de até 17% no momento último, enquanto que o modelo com a menor dimensão de diafragma, apresenta redução de somente 3,2% em sua resistência.

Palavras chaves: diafragma externo; ligação viga-pilar; perfil tubular; análise numérica, estrutura de aço

ABSTRACT

The use of external diaphragms in connections between I-beams and circular hollow section columns aims to improve efficiency of the transmission of forces and moments between these two elements. The study of diaphragms began in Japan in the 1970s, where theoretical work and experimental analysis of its application were made. In Brazil research dates to 2005, when Carvalho (2005) performed the first numerical analyzes of a connection both with and without the diaphragm. The Brazilian standard ANBT NBR 16239:2013 does not address the design of this type of connection, which is contemplated only by Kurobane (2004) in the Comité Internacional pour Le Développement et l'Etude de La Construction Tubulaire (CIDECT). The objective of this study is to analyze the behavior of external diaphragms in the connections between I-beams and circular hollow section columns. Numerical analysis was performed exploring a range of geometries for the external diaphragm and evaluating the effectiveness of the connection when both the beam and the column are loaded. The diaphragm proved to be an effective mechanism to increase the initial stiffness and the ultimate strength of the connection providing resistance gains ranging from 30 to 173%, depending on the geometry of the parts. When the column is submitted to axial loading, the model without diaphragm the value of the ultimate bending moment resistance presents a gradual reduction between 3.2% (for the smallest diaphragm) and 17%.

Keywords: external diaphragm; beam-column connection; tubular structure; numerical analysis; steel structure

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17	,
1.1	CONTEXTUALIZAÇÃO E JUSTIFICATIVA	17	
1.2	OBJETIVOS	20	
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	21	
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	22)
2.1	LIGAÇÃO VIGA-PILAR	22	
2.2	COMPORTAMENTO MOMENTO VERSUS ROTAÇÃO DA LIGA	ÇÃO27	
2.3	CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES VIGA-PILAR	31	
2.3.1	Classificação Segundo o EN1993-1-8:2005	31	
2.4	MODOS DE FALHA EM LIGAÇÕES TUBULARES	35	
2.5	ASPECTOS NORMATIVOS	38	
2.6 PILAR	EVOLUÇÃO DOS ESTUDOS DE LIGAÇÕES ENTRE VIGA DE S TUBULAR CIRCULAR	EÇÃO I E 41	
3	EXPERIMENTO DE WINKEL (1998)	60)
4	METODOLOGIA	71	
4.1	ANÁLISE ESTRUTURAL	71	
4.2	GEOMETRIA DO MODELO	71	
4.2.1	Elemento finito	80	
4.2.2	Propriedades físicas dos materiais	82	
4.2.3	Mapeamento e discretização da malha de elementos finitos	84	
4.2.4	Condições de contorno e carregamento	86	
5	RESULTADOS	89)
5.1	O MODELO WINKEL (1998)	89	
5.1.1	Dimensão do elemento finito	89	
5.1.2	Validação do modelo numérico	90	
5.2	LIGAÇÃO COM DIAFRAGMA EXTERNO	95	
5.2.1(da viga	Comportamento da ligação para as forças máximas aplicadas na ex a.	ktremidade	
5.2.2	Comparação com os resultados do CIDECT	105	
5.2.3	Comportamento da ligação para cargas aplicadas no topo do pila	r 106	

6	CONCLUSÃO	113
7	TRABALHOS FUTUROS	115
8	REFERÊNCIAS	116

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO E JUSTIFICATIVA

As formas arredondadas são associadas a objetos esteticamente harmoniosos e capazes de promover eficiência e perfeccionismo. Em estruturas civis nota-se uma ampla exploração das formas arredondadas, onde o aspecto estético e a eficiência estrutural proporcionada pela seção circular são fatores importantes na concepção de uma estrutura. A Figura 1 mostra o saguão do Aeroporto de Recife, sua estrutura é composta por uma cobertura em treliça tridimensional constituída por barras tubulares circulares apoiadas em pilares de seção circular.



Figura 1 - Aeroporto de Recife, com seus pilares de seção circular

Fonte: Autora

Em se tratando dos aspectos estruturais, a utilização de pilares de seção tubular circular proporciona vantagens em relação às seções abertas, tais como:

- a) A possibilidade de preenchimento com concreto, proporcionando assim, alta resistência e estabilidade estrutural, além da boa resistência ao fogo;
- b) Os coeficientes de arrasto reduzidos quando expostas aos esforços devido ao vento ou água (Figura 2);

Figura 2 - Escoamento do vento em seções abertas e tubulares



Fonte: Wardenier et al. (2010)

c) A redução da área superficial comparada às seções abertas equivalentes, gerando assim uma superfície menor a receber, por exemplo, pintura;

- d) A alta capacidade de resistir a esforços de compressão, em relação a uma seção aberta com massa linear equivalente;
- e) Simetria em qualquer direção que passe pelo seu centro de gravidade. Possui centro de gravidade (CG) e centro de cisalhamento (CC) coincidentes. Devido às características geométricas, apresenta rigidez à torção, consideravelmente superior à de seções abertas equivalentes.

As propriedades geométricas da seção circular a credenciam para a utilização em elementos submetidos, principalmente, a esforços axiais. Na estrutura de um edifício de múltiplos pavimentos verifica-se a necessidade da presença de vigas para a sustentação dos pavimentos. Nota-se, neste caso, a predominância de esforços de flexão e a necessidade de uma geometria eficiente para este tipo de solicitação.

A seção do tipo I é a que melhor apresenta aproveitamento do material sob a predominância do momento fletor. A variedade dimensional e o processo de fabricação corroboram na opção por essa seção geométrica nas vigas de uma estrutura de aço. O equilíbrio entre aspectos estruturais e arquitetônicos em uma

estrutura de aço sugere a associação entre vigas de seção I e pilares de seção tubular circular em prol de um dimensionamento eficiente.

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 pilares tubulares circulares ligados às vigas de seção I. Esse tipo de ligação tem comportamento semirrígido e o momento resistente utilizado no dimensionamento é limitado pelo momento de plastificação na face no pilar. Por isso, recomenda-se o enrijecimento dessas ligações, utilizando por exemplo o diafragma externo. Na Figura 3, é mostrado um exemplo de uso do diafragma externo na ligação entre viga I e pilar de seção tubular circular em um prédio construído no Porto Maravilha no Rio de Janeiro.



Figura 3 – Diafragma externo no edifício Marítima, Rio de Janeiro

Fonte: Arquitetura & Aço (2016)

Apesar do crescimento do uso das estruturas tubulares, ainda são poucos os estudos sobre o comportamento de ligações com diafragma externo. A norma brasileira para ligações tubulares em aço, ABNT NBR 16239:2013 e as internacionais americana AISC 360-10 e europeia EN 1993-1-8:2005 não fazem referência sobre sua utilização e dimensionamento.

Este trabalho propõe aprofundamento do estudo do comportamento da ligação entre viga I e pilar tubular circular com diafragma externo.

Para análise das ligações, serão desenvolvidos modelos numéricos de ligações soldadas, via método dos elementos finitos utilizando o software ANSYS 19.0, que possam representar satisfatoriamente a influência do uso do diafragma.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho é o estudo numérico do comportamento da ligação soldada entre pilar tubular de seção circular e viga de seção I utilizando diafragma externo.

Os objetivos específicos consistem em:

a) Elaborar modelos numéricos, em elementos finitos, para representar o comportamento não linear, geométrico e do material da ligação;

 b) Validar os modelos numéricos tendo como base nos resultados experimentais de Winkel (1998);

c) Avaliar a eficácia do diafragma externo na resistência das ligações, na distribuição das tensões exercidas pelas mesas da viga na face do pilar e na resistência do pilar;

 d) Analisar a influência de parâmetros geométricos do diafragma na resistência da ligação;

e) Comparar os resultados obtidos numericamente com a formulações disponíveis do *Comité International pour Le Développement et l'Etude de La Construction Tubulaire* (CIDECT).

f) Analisar a influência do diafragma na resistência da ligação quando os pilares estiverem submetidos a esforços de compressão;

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A dissertação possui seis capítulos, sendo o primeiro uma introdução, na qual é realizada a contextualização da pesquisa e são descritos os objetivos.

No capítulo dois é apresentada a revisão bibliográfica que foi realizada no decorrer do trabalho a fim de fornecer embasamento teórico para a pesquisa. Nela são mostradas as classificações existentes, o comportamento das ligações, os modos de falha, os métodos analíticos de dimensionamento e a síntese da evolução dos estudos nacionais e internacionais sobre o tema.

No capítulo três é descrito o modelo experimental utilizado como base para o estudo paramétrico realizado nesta pesquisa.

No capítulo quatro é descrita a metodologia utilizada na análise numérica, via método dos elementos finitos, utilizando o programa computacional Ansys 19.0, identificando as características e dimensões geométricas dos modelos, tipos de elementos utilizados, condições de contorno e etapas de carregamento.

No capítulo cinco são apresentados os resultados da pesquisa. Inicialmente, é descrita a validação do modelo numérico, realizada por meio da comparação entre resultados de ensaios experimentais e numéricos a fim de dar confiabilidade à exploração subsequente. A seguir são apresentados os resultados da análise paramétrica dos modelos, avaliando a influência das diferentes geometrias na resistência da ligação. Os resultados da análise numérica são comparados com os analíticos segundo as fórmulas propostas por Kurobane (2004) do *Comité Internacional pour Le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire* (CIDECT). Analisa-se ainda a influência da carga no pilar na resistência da ligação com diafragma.

O capítulo seis contém as conclusões obtidas com o resultado da pesquisa e no capítulo sete são apresentadas as sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 LIGAÇÃO VIGA-PILAR

Do ponto de vista estrutural, os perfis tubulares circulares apresentam melhor desempenho quando solicitados axialmente à compressão, justificando sua utilização como pilares.

A concepção de pórticos formados por pilares tubulares circulares e as tradicionais vigas de seção I é crescente nas construções em aço. A Figura 4 mostra os quatro tipos básicos de ligação entre o pilar tubular circular e a viga de seção I.



Figura 4 - Tipos de ligação entre viga de seção I e pilar tubular circular

Fonte: Pereira (2013)

As ligações do tipo T e do tipo X são conhecidas no meio técnico como ligações uniplanares. A ligação do tipo T caracteriza-se pela presença de apenas uma viga ligada à face do pilar. O tipo X remete à disposição de duas vigas em faces opostas do pilar.

As ligações multiplanares, por sua vez, são representadas pelas ligações do tipo TT e XX. Analogamente ao tipo T, denomina-se a ligação do tipo TT quando se verifica a

presença de duas vigas dispostas ortogonalmente entre si e ligadas à face do pilar. Da mesma forma, a ligação XX caracteriza-se pela presença de quatro vigas conectadas à face do pilar.

Em relação à geometria da seção tubular, as formas mais comuns são as circulares, retangulares, quadradas e elípticas. Para o caso específico desta pesquisa, serão estudadas as ligações com a presença de pilar de seção tubular circular conhecida pela sigla CHS (circular hollow section).

Na união entre a viga I e o pilar tubular circular podem ser utilizadas como meios de ligação, soldas e parafusos juntamente com componentes auxiliares ou elementos de ligação tais como chapas simples, anéis transversais e enrijecedores.

Uma das ligações que apresenta maior facilidade de execução é conhecida como ligação por chapa de alma, ou chapa simples (Figura 5). Essa ligação é caracterizada pela pequena capacidade de restringir as rotações da extremidade da viga, sendo incapaz de transmitir momentos significativos para o pilar.



Figura 5 - Ligação viga-pilar com chapa simples

Fonte: Freitas (2009)

Alternativamente à ligação com chapa simples, existem ligações que são capazes de transmitir tensões, provenientes do momento fletor da viga, ao pilar. Para que essa

transferência seja possível é necessário que as mesas da viga estejam conectadas ao pilar. Essa ligação pode ser feita por soldagem direta das mesas no pilar.

Em ligações viga-pilar com a presença de seção tubular é extremamente complicado conter, com perfeição, a deformação local da face do pilar devido à força transversal exercida pelas mesas da viga. Packer e Henderson (1997) reforçam essa constatação ao afirmar que as ligações resistentes ao momento fletor em pilares de seção tubular não enrijecidos têm comportamento semirrígido, e o momento resistente utilizado no dimensionamento é limitado pelo momento de plastificação devido ao carregamento na face do pilar.

Entretanto, em alguns países como o Japão, onde há a presença frequente de sismos, recai a necessidade da utilização de ligações com alto grau de enrijecimento. A maioria das ligações estudadas naquele país utiliza dispositivos que visam aumentar a capacidade de absorver momento fletor sem a ocorrência de uma rotação relativa considerável.

Dentre outras formas, as mais comuns para proporcionar o enrijecimento da face do pilar, segundo Kamba e Kanatani (1993) são:

- a) Preenchimento do pilar com concreto (armado ou não);
- b) Utilização de chapa de reforço na face do pilar;
- c) Aumento da espessura da parede do pilar;
- d) Promover a continuidade da viga pelo pilar com seção interrompida;
- e) Utilização de diafragma soldado junto ao pilar, no nível das mesas da viga (diafragmas passantes);
- f) Aumento da largura das mesas na extremidade da viga ou, a fixação de uma chapa ao redor do pilar ligando as mesas da viga (diafragmas externos);

Segundo Kamba e Kanatani (1993), das várias altenativas apresentadas, o diafragma externo é a maneira mais simples de enrijecer a ligação entre viga I e pilar tubular circular. Além disso, o uso do diafragma tende a proporcionar um enrijecimento na ligação por meio de um alívio das tensões no pilar, uma vez que a rigidez do diafragma passa a ser incorporada à rigidez transversal da parede do pilar circular, o que faz com que o pilar fique mais resistente à ação de cargas concentradas aplicadas na direção perpendicular ao seu eixo na região em que se encontra o anel.

Freitas (2009) afirma que os anéis ou diafragmas externos, quando conectados nas mesas da viga, exercem influência significativa no comportamento da ligação. Em pilares internos nos quais os momentos são balanceados, o diafragma é solicitado por forças simétricas resultantes do binário produzido pelas mesas da viga. Tal solicitação encontra-se no plano do diafragma, no qual este apresenta rigidez considerável, como ilustrado na Figura 6.



Figura 6 – Momentos atuando em ligação com diafragma externo

A ligação utilizando diafragma externo consiste em envolver uma chapa ao redor do pilar em contato com cada uma das mesas das vigas conectadas. A ligação das vigas ao diafragma pode ser feita por duas maneiras:

a) Soldar ou parafusar a mesa da viga em contato com o diafragma e conectar, por meio de chapa de alma, a alma da viga à face do pilar. (Figuras 7 e 8)

Fonte: Freitas (2009)



b) Soldar as mesas da viga em contato com o diafragma. Utilizar uma chapa transversal soldada, ligando o diafragma superior ao inferior, simulando a alma da viga. Por fim, por meio de chapa de alma, ligar a alma da viga à chapa transversal. (Figuras 9 e 10)

Figura 9 - Vista superior da ligação por meio de diafragma externo soldado





distância para o ponto de inflexão

Fonte: Wardenier et al. (2010)

Fonte: Packer e Henderson (1997)

2.2 COMPORTAMENTO MOMENTO VERSUS ROTAÇÃO DA LIGAÇÃO

O conhecimento do comportamento estrutural de uma ligação passa pela determinação da relação momento-rotação, referenciada por M-θ. O comportamento momento-rotação de uma ligação viga-pilar pode ser entendido pela observação da relação entre o momento aplicado e o ângulo relativo entre os elementos conectados.

O ângulo θ (Figura 11) corresponde à rotação relativa entre a viga e o pilar quando o momento M é aplicado. A relação entre M e o respectivo ângulo θ descreve uma curva representativa do comportamento da ligação. A esta curva descrita, dá-se o nome de comportamento momento *versus* rotação (Figura 12).

Figura 11 - Ligação viga-pilar submetida a um momento fletor M



0.20M

θ,,



Fonte: Chen e Lui (2005)

Fonte: ANSI/AISC 360-10 (2010)

A relação momento *versus* rotação de uma ligação fornece parâmetros necessários para sua classificação, bem como na análise avançada da estrutura na qual a ligação está inserida.

A determinação da curva momento *versus* rotação pode ocorrer basicamente de três maneiras: investigação experimental; utilização do método das componentes, introduzido pelo EN1993-1-8:2005; e simulação numérica.

Os parâmetros básicos identificados no diagrama momento versus rotação são:

- Rigidez inicial (K_I) : é a inclinação da reta tangente à curva momento-rotação;

- Rigidez secante (K_s): é obtida pela relação entre o momento fletor (M_s) e a respectiva rotação (θ_s);

- Momento fletor (M_s) : é o momento de início da plastificação da ligação;

- Momento de plastificação total ou momento resistente (M_n): referente ao máximo momento fletor a qual a ligação pode resistir. Valor de "pico" da curva momentorotação;

- Rotação em solicitação de serviço (θ_s);

- Rotação relativa ao momento fletor último (θ_n);

- Capacidade rotacional (θ_u): Definida na classificação do ANSI/AISC 360-10 (2010) como o valor onde a resistência ao momento fletor reduz para 80% de M_n ;

A tipologia da ligação tende a ser o principal parâmetro influenciador na característica comportamental da ligação viga-pilar, sendo assim, a representação da curva momento-rotação para diferentes tipologias tende a originar curvas distintas entre si quanto aos parâmetros fundamentais. No gráfico da Figura 13 são mostrados exemplos de curvas momento rotação para diferentes tipos de ligações viga-pilar.



Figura 13 - Curvas momento *versus* rotação para diferentes tipos de ligações vigapilar

Fonte: Chen e Lui (2005)

O comportamento momento versus rotação 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.

Apesar do comportamento momento *versus* rotação ser não linear na maioria das ligações, o EN1993-1-8:2005 possibilita três tipos de análises: a linear, a rígido-plástica e a elasto-plástica.

Para a análise linear, o diagrama momento *versus* rotação é uma reta cujo coeficiente angular é a rigidez rotacional (S_j), e que pode ser adotada como a rigidez inicial (S_{j,ini}), se o momento fletor solicitante (M_{j,Ed}) não exceder 2/3 do momento resistente. Porém, o EN1993-1-8:2005 sugere a consideração da rigidez inicial reduzida pelo parâmetro η , para qualquer valor de M_{j,Ed}, que é em função do tipo de ligação, conforme mostra a Tabela 1.

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
Pilar com placa de base	-	3

Tabela 1 - Valores de η para as ligações previstas no EN1993-1-8:2005

Fonte: EN1993-1-8:2005

Para análises rígido-plástica e elasto-plástica, o EN1993-1-8:2005 permite a adoção de diagrama bi-linear, conforme Figura 2.12. Na análise elasto-plástica, a correção da rigidez, assim como na análise elástica, continua sendo necessária.

Figura 14 - Diagrama simplificado de momento *versus* rotação bi-linear para análise elasto-plástica (a) e rígido-plástica (b)



Fonte: Eurocode 3 Part 1-8:2005

2.3 CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES VIGA-PILAR

Devido aos diversos tipos de ligações existentes nas estruturas de aço, 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 idealizadas, 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 semirrígida ganha importância.

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

Para esta classificação, a ABNT NBR 8800:2008 apresenta considerações equivalentes ao EN1993-1-8:2005 e cita-o para a ausência de alguma informação. Para este trabalho, serão consideradas apenas as classificações segundo a norma europeia.

2.3.1 Classificação Segundo o EN1993-1-8:2005

Segundo o EN1993-1-8:2005, as ligações podem ser classificadas quanto à rigidez e quanto à resistência.

2.3.1.1 Quanto à rigidez

A classificação segundo a rigidez da ligação tem como base a rotação inicial da ligação (S_{j,ini}). Para esse critério, a ligação pode ser classificada quanto à rigidez, em três categorias:

Figura 15 - Diagrama dos intervalos de classificação para uma ligação



Fonte: EN1993-1-8:2005

a) Ligações rígidas, quando $S_{j,ini} \ge k_v E I_v / L_v$ (região 1 da Figura 15). São as ligações que apresentam rigidez rotacional suficiente capaz de justificar uma análise com base na continuidade geométrica entre os elementos conectados, ou seja, engastamento perfeito.

Onde:

- $k_v = 8$ para pórticos em que o sistema de contraventamento reduz o deslocamento horizontal em pelo menos 80%;

- $k_v = 25$ para outros pórticos, desde que em todos os pavimentos $K_v/K_p \ge 0,1$. Para ligações onde $K_v/K_p < 0,1$ a ligação deverá ser classificada como semirrígida.

b) Ligações articuladas, quando $S_{j,ini} \leq 0,5.E.I_v / L_v$ (região 3 da Figura 15). Permite rotações relativas entre os elementos submetidos às solicitações externas, sem transmitir momento fletor considerável que possa afetar a estrutura.

c) Ligações semirrígidas, (região 2 da Figura 15): São as que não atendem aos critérios básicos de uma ligação rígida ou articulada. As ligações semirrígidas sugerem um determinado grau de interação entre os elementos com base nas características momento-rotação. Elas devem ser capazes de transferir esforços internos, inclusive momentos fletores.

Onde:

 K_v é o valor médio de I_v / L_v para todas as vigas (rigidamente ligadas) do nível acima do andar analisado;

 K_p é o valor médio de I_p / L_p para todos os pilares deste andar;

lv é o momento de inércia da seção transversal de uma viga;

Ip é o momento de inércia da seção transversal de um pilar;

 L_v é o vão de uma viga medido entre os eixos dos pilares;

L_p é a altura do pilar relativa ao pé-direito do pavimento.

2.3.1.2 Quanto à resistência

Para a classificação quanto à resistência das ligações é feita a comparação entre o momento resistente da ligação com o momento resistente dos elementos concorrentes, tomada na região do elemento adjacente à ligação.

Sendo as ligações classificadas em:

a) Articuladas: são ligações capazes de transmitir os esforços internos, sem desenvolver momento fletor considerável que possa afetar negativamente os elementos ou a estrutura como um todo. Além disso, a ligação deve ser capaz de absorver as rotações resultantes das solicitações externas. Uma ligação deve ser classificada como articulada, segundo a resistência, caso o momento resistente de cálculo da ligação (M_{j,Rd}) não seja superior à 0,25 vezes o momento resistente

requerido para uma ligação completamente resistente, desde que, a ligação tenha também capacidade de rotação suficiente.

b) Resistência total: Ligações que apresentam momento resistente maior do que os momentos resistentes dos elementos conectados propiciando o surgimento de rótulas plásticas nos elementos e não na ligação. Admite-se uma rigidez rotacional suficiente para justificar uma análise baseada em continuidade completa entre os elementos adjacentes à ligação. No entanto devem ser atendidos os seguintes critérios na análise das estruturas:

 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.

 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 da viga, e maior do que o dobro do momento de plastificação do pilar.

c) Resistência parcial: Analogamente às ligações semirrígidas. Caso a ligação não atenda os critérios, segundo a resistência, de uma ligação articulada ou de resistência total, esta deve ser classificada como ligação de resistência parcial. São as ligações em que a resistência da ligação é menor do que a dos elementos conectados. A formação de rótula plástica ocorre na ligação e não no elemento conectado. Este tipo de ligação também deve ser capaz de transmitir esforço cortante e de flexão.

A Figura 16 mostra graficamente o comportamento das ligações quanto à resistência.

Figura 16 – Comportamento das ligações quanto à resistência



Fonte: Barros (2011)

2.4 MODOS DE FALHA EM LIGAÇÕES TUBULARES

Cada tipo de ligação ao atingir o limite de resistência gera um modo específico de falha. Alguns modos são predominantes conforme a natureza das solicitações e as características de cada ligação. Há a possibilidade de ocorrer alguma falha distinta daquela inicialmente esperada e, portanto, passa a ser necessário o conhecimento dos possíveis modos de falha a que uma ligação viga-pilar está sujeita.

O EN1993-1-8:2005 prevê seis modos de falhas em ligações soldadas envolvendo perfis tubulares, de forma que o dimensionamento de uma determinada ligação passa pela identificação do modo de falha ao qual a mesma está submetida. Os modos de falha são:

- a) Plastificação da face ou seção do pilar;
- b) Plastificação, amassamento ou instabilidade da face lateral da seção do pilar sob efeito da compressão da viga;
- c) Plastificação ou instabilidade por cisalhamento do pilar junto à viga;
- d) Ruptura por punção da face do pilar na região tracionada (início de fissuração levando à ruptura na região da ligação viga-pilar);

- e) Ruptura ou plastificação na região da solda ou flambagem localizada na viga devido à distribuição não uniforme de tensão;
- f) Flambagem local da mesa comprimida da viga ou do pilar na região da ligação.

Para a ligação com diafragma externo, Kurobane (2004) cita que as falhas podem ocorrer devidas aos cantos reentrantes ou nas soldas entre os elementos, e recomenda evitar cantos agudos com a sugestão de raio mínimo igual a 10 mm. Adicionalmente, relata-se que as melhores geometrias para o diafragma externo são as que possuem cantos mais suaves em sua composição geométrica conforme as Figuras 17 e 18.

Figura 17 - Geometrias de diafragmas externos com pontos propícios à concentração de tensões Pontos de concentração de tensões



Fonte: Pereira (2013)

Figura 18 - Geometrias de diafragmas externos com cantos mais suaves



Fonte: Pereira (2013)

Sabbagh (2013) apresenta alguns modos de falha para a ligação com diafragma externo, que compreende a distorção do pilar e as falhas na solda, conforme mostrado na Figura 19.

Figura 19 - Distorção da parede do pilar em (a) e falha da ligação devido à

concentração de tensões em (b)



Fonte: (a) Wang apud Sabbagh (2013). (b) Schneider apud Sabbagh (2013).

Freitas (2009) também constata modo de falha para a ligação com diafragma externo na condição de carregamento simétrico, onde o confinamento gerado pelos esforços da mesa da viga contribui para efeitos de ovalização do pilar, conforme é mostrado na Figura 20.

Figura 20 - Fenômeno de ovalização do pilar



Fonte: Freitas (2009)

2.5 ASPECTOS NORMATIVOS

2.5.1 Resistência da Ligação entre Viga I e Pilar Tubular Circular com Diafragma Externo

A ABNT NBR 8800:2008, a ABNT NBR 16239:2013 e o EN1993-1-8:2005 não fazem referência à ligação com diafragma externo, sendo adotadas neste trabalho as equações do CIDECT-DG9 (KUROBANE, 2004) que são uma evolução dos estudos feitos da norma japonesa (AIJ de 1990).

Segundo Kurobane (2004) esse tipo de ligação é rígida e totalmente resistente quanto ao intervalo de aplicação da equação, e o modo de falha é a plastificação da face ou de toda a seção transversal do pilar, desconsiderando a falha na solda.

A Equação 1 determina a resistência local na ligação ao nível da mesa da viga conforme as dimensões apresentadas na Figura 21.

$$P_{b,f}^{*} = 19.6 \left(\frac{d_{c}}{t_{c}}\right)^{-1.54} \left(\frac{h_{d}}{d_{c}}\right)^{0.14} \left(\frac{t_{d}}{t_{c}}\right)^{0.34} \left(\frac{d_{c}}{2}\right)^{2} \cdot f_{c,y}$$
(1)





Fonte: Kurobane (2004)

Onde:

 $f_{c,y}$ – é a tensão de escoamento do aço do pilar

- $P^*_{b,f}$ é a resistência axial última para a ligação com o diafragma
- h_d é a largura do diafragma externo
- t_d é a espessura do diafragma externo
- d_c é o diâmetro do pilar
- t_c é a espessura do pilar
- h_b é a altura da viga
- $t_{b,f}$ é a espessura da mesa da viga

Os intervalos de validade para a Equação (1) estão descritos nas Equações (2) a (5).

$$14 \le \frac{d_c}{t_c} \le 36$$

$$0.05 \le \frac{h_d}{d_c} \le 0.14$$
 (3)

$$0.75 \le \frac{t_d}{t_c} \le 2.0$$
 (4)

$$\theta \le 30^{\circ}$$
 (5)

Para ligação entre viga de seção I e pilar tubular de seção circular, temos o momento resistente $M_{j,cf}^*$, também correspondente ao binário na ligação, conforme a Equação (6).

$$M_{j,cf}^* = P_{b,f}(h_b - t_{b,f})$$
(6)

Na equação do CIDECT-DG9 (KUROBANE, 2004) a resistência da ligação tem relação direta com a espessura e a tensão de escoamento do aço do pilar. Para o momento resistente, é considerado o binário das forças na metade da mesa da viga, independente da espessura do diafragma externo, o que é a favor da segurança.

No segundo e terceiro termos da Equação (1), nota-se a correlação do diafragma externo com o pilar, onde é considerável a influência do seu diâmetro. Para o intervalo de validade da equação, a largura do diafragma externo h_d é limitada entre 5% e 14% do seu diâmetro, e para a espessura (t_d) o intervalo é entre 75% e 200%.

Com relação à geometria do diafragma, a norma cita somente que a falha na ligação começa nas quinas reentrantes do diafragma ou na região da solda que o conecta com a mesa da viga. Devido a isso, quinas pontiagudas devem ser evitadas nesses pontos críticos e o raio mínimo deve ser de 10mm.

2.6 EVOLUÇÃO DOS ESTUDOS DE LIGAÇÕES ENTRE VIGA DE SEÇÃO I E PILAR TUBULAR CIRCULAR

As pesquisas sobre ligações entre viga de seção I e pilar tubular circular ainda são pouco disseminadas, e a quantidade de publicações nesta área ainda é relativamente pequena.

Neste trabalho apresenta-se uma pesquisa bibliográfica específica aos estudos de ligações utilizando diafragmas externos entre viga de seção I e pilar de seção tubular circular.

Há registros da fabricação dos primeiros perfis tubulares com aplicação estrutural, produzido na British Steel Corporation por Stewrts e Lloyd (1952) *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 e Lloyd (1965) e Redwood (1965) *apud* Packer (1979).

No início dos anos 1970, Wakabayashi (1971) realizou os primeiros experimentos envolvendo diafragmas externos. Em seu estudo, foram realizados três diferentes ensaios, envolvendo diafragma externo na ligação entre viga de seção I e pilar tubular de seção circular. O primeiro foi em escala real, analisando separadamente os esforços verticais e horizontais na extremidade da viga, o segundo em escala a 1/3 do tamanho real e o terceiro com chapa lateral ao pilar tubular circular, simulando a mesa da viga. Nesse último foram feitos onze experimentos onde foram analisados parâmetros da resistência da ligação, espessura e raio do tubo, além da consideração do diafragma externo conforme mostrado na Figura 22.
Figura 22 – Ligação com diafragma externo



Fonte: Wakabayashi (1971)

Wakabayashi (1971) constatou que a resistência obtida nos modelos em escala reduzida corresponde com as da escala real. Além disso, verificou que as ligações soldadas sem diafragma possuíam menor resistência do que as com diafragma.

Kamba et al. (1982) investigaram, experimentalmente, a falha local de ligações entre viga I e pilar tubular circular enrijecidas com anéis. Avaliaram o modo de falha das ligações devido à força normal aplicada pelas mesas da viga. Estudaram a influência da relação entre o diâmetro e a espessura do pilar, as dimensões e a forma dos enrijecedores e as mesas da viga. Avaliaram vinte e nove modelos experimentais conforme mostra a Figura 23. A pesquisa enfatizou o efeito dos parâmetros geométricos na resistência da ligação e teve como objetivo fornecer resultados para uma futura formulação empírica visando determinar a resistência das ligações



Figura 23 – Modelo experimental analisado por Kamba et al. (1982)

Fonte: Kamba et al. (1982)

Dando continuidade aos trabalhos, Kamba et al. (1983) desenvolveram uma formulação empírica (Equação 7) com base nos parâmetros geométricos mostrados na Figura 24, para determinar a resistência local de ligações entre viga I e pilar tubular circular enrijecido com anéis. Os resultados experimentais de Kamba et al. (1982) serviram como base das expressões que foram desenvolvidas por meio de análise paramétrica.

$$\frac{P_{c,máx}}{\sigma_y R^2} = \left(3.81 \frac{B_f}{D} + 1.72\right) \cdot \left(\frac{t_p}{R}\right)^{0.782} \cdot \left(\frac{t_s}{R}\right)^{0.465} \cdot \left(\frac{t_p + h_s}{R}\right)^{0.386}$$
(7)



Figura 24 - Parâmetros geométricos para a Equação 7

Kamba, Kanatani e Tabuchi (1986) realizaram um dos principais estudos sobre ligações com diafragmas externos realizadas na década de 1980 no Japão pelo AIJ (Architectural Institute of Japan). Os estudos visavam a determinação de expressões analíticas para a resistência de ligações com a presença de diafragmas externos, de forma a aumentar a rigidez das ligações. Estudaram o comportamento das ligações avaliadas por Kamba et al. (1982) quando submetidas a forças verticais e horizontais.

Fonte: Kamba et al. (1983)



Figura 25 - Sistema de carregamento dos modelos

Fonte: Kamba, Kanatani e Tabuchi (1986)

Modelos experimentais mais refinados foram utilizados (Figura 26), com base na análise de Kamba et al. (1983). Os autores verificaram a validade da formulação apresentada por Kamba et al (1982) para novas condições de carregamento e concluíram que nas ligações onde a falha ocorreu por meio de deformação local, as expressões apresentadas geraram bons resultados. Além disso, concluíram que a resistência da ligação reduz quando a relação entre a altura da viga e o diâmetro do pilar é reduzida.



Figura 26 - Modelos experimentais submetidos a solicitações verticais

Tabuchi (1988) estudou a ligação com diafragma externo entre viga de seção I e pilar tubular de seção circular para estruturas submetidas a esforços laterais. Foram feitos ensaios com trinta e nove protótipos, considerando pilar tubular circular e retangular, conforme mostrado na Figura 27. Os modos de falha encontrados no conjunto da ligação foram: deformação excessiva devido à força cisalhante, flambagem local e falha da ligação em razão da parede do pilar.



Figura 27 - Modelos dos diafragmas externos de Tabuchi (1988)

Fonte: Tabuchi (1988)

Rink (1991) analisou numericamente a aplicação de diafragma externo na estrutura de plataformas *offshore* e comparou com a norma japonesa. O modelo foi validado de acordo com o experimento de Wakabayashi (1971) e na sua análise variou-se a largura do diafragma externo, a mesa da viga e a espessura do pilar. As não linearidades de geometria e de material foram consideradas, os elementos finitos foram do tipo casca com quatro nós e seis graus de liberdade em cada nó, e geometria correspondente a apenas ¼ do modelo total com o objetivo de economia do tempo de cálculo computacional, como é mostrado na Figura 28. Nos resultados obtidos verificou-se que a resistência da ligação decresceu consideravelmente com a aplicação de carregamento axial ao pilar ou quando submetido aos esforços oriundos de momentos assimétricos. Em todos os casos constatou-se que o modo de falha foi a flambagem local da mesa inferior da viga. Com o aumento da largura do diafragma externo foi observado um acréscimo considerável na resistência da ligação.

Figura 28 – Modelo numérico de Rink (1991)



Fonte: Rink (1991)

Kamba e Kanatani (1993) analisaram as equações da norma japonesa e a sua aplicação em Rink (1991). Traduziram para a língua inglesa as equações e os procedimentos para cálculo da ligação entre viga I e pilar tubular com diafragma externo da norma japonesa e relataram que o mecanismo de falha encontrado por Rink (1991) que é falha local da ligação causada pela força normal da mesa da viga, isto é, fratura no diafragma e flambagem local da mesa da viga não é contemplado pelo AIJ.

Winkel et al. (1993) relataram o comportamento e a resistência estática de ligações do tipo XX entre viga de seção I e pilar tubular de seção circular carregados por forças na mesma direção. Basearam-se em simulações numéricas que foram experimentalmente verificadas. A análise numérica considerou a não linearidade geométrica e do material. Os resultados numéricos apresentaram boa representatividade frente aos experimentais. Com o modelo calibrado, foram analisados casos adicionais de carregamento para investigar a influência das diferentes situações de carregamento na resistência e na rigidez das ligações. Os resultados da pesquisa visavam uma futura análise paramétrica.

Packer (1997) apresentou um estudo sobre estruturas tubulares contemplando o cálculo da resistência para perfis e para as ligações e relata a pesquisa do uso do diafragma externo feita por Kato (1981), que de forma simples, apresenta como uma

chapa de aço no entorno do pilar. Também mostra a equação do AIJ de 1990, adotando como referência a tradução feita para o inglês por Kamba (1993).

Kamba, Namba e Etou (1998), investigaram o comportamento elasto-plástico da ligação entre viga I e pilar tubular circular, aumentando a espessura do pilar gradativamente. Ensaios experimentais foram realizados com carregamento vertical e horizontal, além de uma simulação numérica via Método dos Elementos Finitos. Os resultados demonstraram que é possível restringir a deformação local do pilar apenas aumentando a espessura do pilar, sem a utilização de diafragmas.

Winkel (1998) apresentou uma das mais extensas pesquisas na área de ligações entre viga de seção I e pilar tubular de seção circular até o momento. Em seu estudo, investigou de forma numérica e experimental ligações multiplanares do tipo XX com vigas sendo solicitadas por momento fletor atuante na direção de maior inércia da viga. Além das análises experimental e numérica, realizou um estudo paramétrico dos resultados. Os resultados numéricos se mostraram satisfatórios frente aos experimentais e permitiram a determinação de expressões para o cálculo da resistência das ligações com pilar tubular circular para, futuramente, servir de base para as normas de dimensionamento, como o EN1993-1-8:2005. Este trabalho utilizará as pesquisas de Winkel (1998) na calibração dos modelos numéricos descrita no capítulo 3.

Kurobane (2004), que compõe o manual do CIDECT para ligações em estruturas tubulares - *Design Guide 9 - For Stuctural Hollow Section Column Connections*, apresentou equações para resistência das ligações com diafragmas externos diferente das apresentadas pela norma japonesa. Segundo o próprio autor, essas equações são uma versão aprimorada das equações do AIJ, com base em uma série de resultados numéricos que compreendem um maior leque de validação e confiabilidade.

Carvalho (2005) realizou análise numérica, via MEF, acerca do comportamento estrutural de ligações, utilizando chapa de alma, entre as mesas da viga de seção I e pilar extremidade (tipo T) de seção tubular circular. Avaliou a influência da presença dos diafragmas externos, soldados ou não às mesas da viga (Figura 29).

Figura 29 - Tipos de ligações analisadas por Carvalho (2005): ligação sem anéis, com anéis simples e com anéis soldados às mesas da viga



Fonte: Carvalho (2005)

Os modelos numéricos apresentaram comportamento com boa representatividade. Para as configurações sem a presença de anéis ou, naquelas onde estes não são soldados às mesas da viga, observou-se um comportamento de viga bi-apoiada com os anéis contribuindo para melhor distribuição as tensões. Nas situações onde os anéis são soldados nas mesas da viga, houve aumento significativo da rigidez da ligação, fazendo com que a mesma seja encarada como uma ligação rígida.

Sui e Yamanari (2007) desenvolveram expressões analíticas para estimar a rigidez inicial, a resistência ao escoamento, a rigidez pós-escoamento e a resistência última de ligações entre viga I e pilar tubular de seção circular, com a presença de diafragma externo (Figura 30). Os resultados obtidos pelas formulações analíticas demonstraram-se representativos frente aos resultados da análise numérica.



Figura 30 - Ligação com diafragma externo entre viga e pilar tubular de seção circular

Fonte: Sui (2007). Adaptada pela autora.

Sui (2008) analisou numericamente o uso de diafragmas externos nas ligações entre viga de seção I e pilar tubular de seção circular para a estrutura submetida a abalos sísmicos. Adotou-se 12 diferentes modelos para a simulação, sendo compostas de vigas e pilares com diferentes geometrias. Em seus resultados recomentou-se o uso de diafragma externo (ligações semirrígidas) para a dissipação da concentração de energia, onde concluiu que o seu uso direciona a energia dos pilares por meio das ligações, evitando assim o colapso da estrutura.

Freitas (2009), com base nos estudos realizados por Carvalho (2005), analisou numericamente ligação entre viga de seção I e pilar tubular de seção circular, considerando configurações usuais de ligação com anéis externos transversais e chapa de alma. Em seu estudo, realizou uma investigação numérica de ligações tipo X, entre viga de seção I com pilar de seção tubular circular, por meio da avaliação do comportamento-rotação (M- θ) e dos parâmetros que o caracterizam.

A análise numérica foi realizada via Método dos Elementos Finitos por meio dos programas computacionais Ansys e TrueGrid. Foram analisados cinco tipos de ligação cruciforme (Figura 31a) diferenciando-se entre si pelas peças componentes. Além

disso, variou o diâmetro do pilar e altura das vigas em cada tipo de ligação. Avaliou a eficiência do mecanismo de diafragma externo incorporado à ligação. Foram acrescentadas ao trabalho estudos analíticos com base nas formulações do EN1993-1-8:2003 e do ANSI/AISC:2005.

Freitas (2009) concluiu que o aumento da altura da seção transversal da viga gerou acréscimo na resistência da ligação, devido ao aumento do binário existente. Por outro lado, o aumento do diâmetro da seção do pilar proporcionou variações pequenas nos valores da resistência. Quanto à rigidez, todas as ligações apresentaram comportamento semirrígido. Os procedimentos normativos analisados apresentaram boa aplicabilidade para avaliar a resistência das ligações. Comprovou-se, novamente, a eficácia dos anéis externos na distribuição dos esforços provenientes do engastamento parcial da viga. Verificou-se também que a presença de enrijecedor na mesa inferior soldado ao diafragma externo é prejudicial à resistência do pilar devido à força que este exerce na sua parede (Figura 31b).

Figura 31 - Característica da ligação analisada e distribuição de tensões em situação com enrijecedor



Fonte: Freitas (2009)

Li (2010) analisou experimentalmente a ligação com diafragma externo entre viga de seção I e pilar tubular de seção circular utilizando três protótipos de diferentes larguras. Os resultados experimentais mostraram que, com o aumento da largura do diafragma externo, ocorreu da energia do sismo e o acréscimo da resistência ao momento. O modo de falha foi a flambagem local do pilar próximo ao diafragma externo, conforme é mostrado na Figura 32, para os três protótipos.

Figura 32 - Região da flambagem local no pilar para os três modelos ensaiados



Fonte: Li (2010)

Sui e Chen (2010) avaliaram de forma experimental e numérica modelos tridimensionais de ligações entre viga de seção I e pilar tubular de seção circular com a presença de diafragmas externos. A pesquisa visou à aplicabilidade destas ligações em estruturas sujeitas ao efeito de sismos. Desta maneira, a análise considerou a presença de carregamentos cíclicos atuando nas vigas para a avaliação do comportamento da ligação e dos dispositivos resistentes auxiliares.



Figura 33 - Modelos dos protótipos ensaiados por Sui e Chen (2010)

Fonte: Sui e Chen (2010)

Os resultados da análise numérica, utilizando o programa computacional ABAQUS, apresentaram boa aproximação em relação aos resultados experimentais. Verificouse por meio da análise da distribuição e tensões, que a análise numérica pode simular satisfatoriamente a plastificação dos elementos componentes da ligação.

Com base nos resultados das análises tridimensionais, as expressões analíticas obtidas de análises bidimensionais foram reavaliadas. A comparação indicou que os resultados da rigidez inicial e a resistência ao escoamento da ligação são idênticos nas análises 2D e 3D. Concluiu-se que para este tipo de ligação, uma análise numérica bidimensional pode estimar satisfatoriamente o comportamento da ligação.

Wang et al. (2010) fizeram um estudo no qual comparavam ligação com diafragma externo entre os resultados experimentais e a equação do AIJ de 1990. Relataram que é usual adotar a largura mínima do diafragma externo igual a 70% da largura da mesa da viga, de forma a garantir que toda a força de tração e compressão seja transferida ao pilar. Em seus resultados, concluiu-se que os valores analíticos de resistência foram inferiores aos experimentais. Também analisou numericamente o fluxo das forças entre a viga, o diafragma externo e o pilar, onde constatou ser conservadora a consideração construtiva chinesa sobre a largura do diafragma externo. Ainda recomendou tamanho máximo para a largura do diafragma externo, a fim de evitar a deformação plástica da parede do pilar.





Masioli (2011) continuou a pesquisa realizada por Carvalho (2005) e Freitas (2009), onde também foram realizadas análises teóricas, numéricas (utilizando o MEF) e experimentais utilizando seis configurações geométricas de ligações viga-pilar do tipo T (Figura 35). Avaliou-se ligações com chapa de alma soldada e com chapa de alma com diafragma externo retangular soldado ou parafusado às mesas da viga. As duas últimas configurações ainda apresentaram variação com a presença de enrijecedor transversal soldado ao diafragma, junto à mesa inferior da viga, totalizando assim seis tipos de ligação.

Fonte: Wang et al. (2010)



Figura 35 - Modelo numérico de ligação tipo T com diafragma externo

Fonte: Masioli (2011)

A análise teórica foi realizada por analogia ao método das componentes do EN1993-1-8:2005 para ligações viga-pilar com chapa de topo. O programa experimental avaliou quatro modelos em escala real de ligações tipo T, variando quanto aos dispositivos utilizados e procurando não variar a geometria da seção transversal da viga e do pilar. Também em seus resultados a utilização do diafragma externo aumentou substancialmente a resistência das ligações. O uso do enrijecedor, seguindo os resultados encontrados por Freitas (2009), influenciou de forma negativa a resistência da ligação.

Reis (2011) por meio de análise experimental e numérica, apresentou um estudo sobre ligações soldadas entre viga I e pilar tubular de seção circular. Os ensaios foram realizados em protótipos em escala real (Figura 36). A análise experimental visou à obtenção do comportamento momento-rotação, da solicitação última e do modo de colapso da ligação. Realizou-se comparação entre os resultados analíticos, numéricos e experimentais.



Figura 36 - Esquema do modelo ensaiado da ligação

Fonte: Reis (2011)

Reis (2011) realizou um total de cinco ensaios experimentais. Os resultados analíticos tiveram por base as prescrições da EN1993-1-8:2005. A análise numérica, utilizando MEF, procurou simular satisfatoriamente as considerações da análise experimental. Os resultados experimentais foram utilizados para a calibração dos modelos numéricos. Obteve boa aproximação entre os resultados experimentais e numéricos e entre os resultados obtidos por meio de expressões analíticas.

Todas as ligações ensaiadas apresentaram comportamento semirrígido. Observou-se que a largura da mesa da viga influencia no comportamento da ligação quanto à rigidez. Os modos de falha experimentais, numéricos e teóricos foram os mesmos sendo caracterizados pela plastificação da face do pilar. Verificou-se também que o aumento da altura da viga e/ou o aumento da espessura do pilar acarreta em acréscimo da resistência da ligação.

Sabbagh (2013) analisou a ligação entre viga de seção I e pilar tubular de seção circular com uso de diafragma externo e enrijecedor vertical para estrutura submetida a sismo. O modelo numérico foi validado a partir de experimentos sem a utilização do diafragma externo. Os resultados mostraram que apenas a presença do diafragma externo, independente da largura, foi suficiente para o aumento da resistência da ligação, o qual eliminou a falha na parede do pilar. Destacou-se que os principais

modos de falha são: a distorção do pilar na altura da região da alma da viga e a concentração de tensões de cisalhamento no diafragma. A Figura 37 mostra a mudança da região de concentração de tensões, que se desloca do pilar para a viga, em função do diafragma externo. Também foi pesquisada a influência do uso do enrijecedor vertical no diafragma externo, como mostrado na Figura 38, de forma a prevenir a distorção da parede do pilar causada pela alta rigidez da ligação.

Figura 37 - Tensões máximas nas regiões mais escuras, sem diafragma externo em (a), para a largura do diafragma externo igual a 45 mm em (b), e largura igual a 90 mm em (c).



Fonte: Sabbagh (2013)

Figura 38 - Tensões máximas na região mais escura. Falha apenas na viga devido ao enrijecedor vertical



Fonte: Sabbagh (2013)

Pereira (2013), com base nos estudos de Masioli (2011), analisou numericamente o comportamento estrutural de ligações de viga de seção I com pilar tubular de seção circular de canto e solicitado por quatro vigas simultaneamente. Na ligação com diafragma externo foram simulados dez modelos numéricos, onde foi analisada a influência de diversos parâmetros tais como: força vertical aplicada na extremidade da viga; a espessura do pilar; a espessura da chapa do diafragma; o diâmetro dos parafusos; e o comprimento da viga. Na Figura 39 são mostrados os tipos de ligações utilizados na pesquisa.

Figura 39 - Modelos de ligações entre viga de seção I e pilar de seção circular: sem diafragma externo em (a) e com diafragma externo em (b).



Fonte: Pereira (2013)

Nos resultados numéricos dos modelos com diafragma externo, a falha não ocorreu na face do pilar, com as tensões nessa região inferiores ao limite do escoamento do aço. Também concluiu que a variação da espessura da parede do pilar não influenciou de forma considerável o comportamento da ligação. No entanto, a variação da espessura da chapa do diafragma externo aumentou a resistência da ligação. Para as vigas, a intensidade da tensão na mesa superior foi diretamente proporcional ao aumento da espessura da chapa do diafragma externo, ocorrendo falhas da ligação nessa região, causando o cisalhamento dos parafusos ou a plastificação da viga.

Dessouki (2014) analisou numericamente a ligação com diafragma externo entre viga de seção I e pilar tubular de seções circular e quadrada, preenchidos ou não com

concreto. Na Figura 40 são mostrados os quatro formatos para a geometria do diafragma externo. Na análise numérica, o modelo foi validado sem o diafragma externo e sem o preenchimento do concreto, onde se verificou a diferença máxima de 10% na relação dos valores com os resultados experimentais.

Figura 40 - Modelos de diafragmas externos e seção de pilares utilizados em Dessouki (2014)



Fonte: Dessouki (2014)

Dependendo da geometria do diafragma externo, concluiu-se que as falhas podem ocorrer tanto no enrijecedor quanto na mesa da viga. Além disso, relatou-se a vantagem do tipo de ligação para a seção do pilar tubular circular em relação à quadrada, por não possuir aresta viva para concentração de tensões o que diminui a ocorrência de flambagem local do diafragma externo. No caso do preenchimento do pilar com concreto, a sua influência foi limitada à redução dos valores de deformação, sendo que a resistência ao momento teve acréscimo de 33% para ligação sem diafragma externo e de 39% com diafragma externo. Por último o autor fez uma breve comparação, para pilar quadrado e circular com diafragma externo preenchido com concreto, entre os resultados numéricos das equações do AIJ de 1990 e do CIDECT-DG9 (KUROBANE, 2004), que apresentou correlação entre os valores com destaque aos resultados para o CIDECT-DG9 que se mostraram mais conservadores.

Coutinho (2014), por meio de estudo numérico de Rink (1991), realizou um estudo analítico para ligação com diafragma externo onde comparou os resultados numéricos com a resistência estabelecida pelas equações do AIJ de 1990 e do CIDECT-DG9 (KUROBANE, 2004). Concluiu-se um aumento considerável da resistência da ligação com a inserção do diafragma externo, recomendando o uso das equações do CIDECT-DG9 (KUROBANE, 2004).

Coutinho (2015) estudou o uso do diafragma externo na ligação de aço entre viga de seção I e pilar tubular de seção circular. Utilizou o experimento de Masioli (2011) para validação do modelo numérico. Em seu trabalho, realizou análises numéricas em cento e quatro modelos para diferentes larguras e espessuras do diafragma externo, onde constatou o aumento proporcional com as suas dimensões da rigidez inicial e da resistência máxima. Também comparou os resultados da equação do nono manual do CIDECT (KUROBANE, 2004), que se mostraram a favor da segurança e sugeriu uma reavaliação em seus parâmetros e limites de aplicação. Na Figura 41 são mostrados os tipos de ligação utilizados.



Figura 41 - Modelos de ligação estudados por Coutinho (2015)

Fonte: Coutinho (2015)

3 EXPERIMENTO DE WINKEL (1998)

Winkel (1998) investigou de forma numérica e experimental ligações multiplanares do tipo XX avaliando os efeitos das diferentes geometrias de ligação e carregamentos. O principal objetivo da análise experimental foi gerar resultados para serem utilizados na calibração dos modelos numéricos. Dividiu seus modelos em quatro grupos, sendo que para validação deste trabalho serão utilizados os modelos do grupo 3, que consistem em ligações multiplanares do tipo XX com as vigas sendo solicitadas por momento fletor atuante na direção de maior inércia da viga. A escolha deste trabalho se justifica pelo fato de Winkel ter utilizado solda na ligação entre a viga e o pilar do experimento. Tal característica da ligação facilita a análise numérica e o posterior acréscimo do diafragma externo ao modelo. A descrição dos modelos do grupo 3 é mostrada na Tabela 2.

	Modelo	Steel deck	$\frac{F_2}{F_1}$
3C1		Não	0
3C2		Sim	0
3C3		Não	-1
3C4	F1	Não	1

Tabela 2 – Descrição dos modelos da série 3 de Winkel (199
--

Fonte: Autora

Pelo fato de o modelo 3C2 possuir laje mista com fôrma de aço incorporada, este não foi utilizado para validação deste trabalho. Os modelos 3C1, 3C3 e 3C4, diferem entre

si apenas pelo sentido do carregamento conforme ilustra a Figura 42 de Pereira (2014).





A Figura 43 ilustra o esquema do ensaio adotado por Winkel, que limitou o deslocamento do pilar nas duas direções e fixou as vigas em um suporte de forma a restringir deslocamentos laterais. O autor utilizou também restrições laterais na viga, o que a impede de transladar fora do plano principal durante o carregamento. Para reduzir as deformações locais, o autor utilizou enrijecedores verticais na viga onde a força foi aplicada.



Figura 43 – Esquema de ensaio adotado por Winkel (1998)

As variáveis geométricas das seções transversais e dos protótipos ensaiados estão ilustradas, na Figura 44.

Fonte: Winkel (1998)



Fonte: Pereira (2014)

As propriedades geométricas dos modelos de ligações analisados por Winkel (1998) se encontram destacadas na Tabela 3.

Tabela 3 - Propriedades geométricas das seções e do protótipo dos modelos
experimentais de Winkel (1998)

	PILAR		VIGAS				PROTÓTIPO ENSAIO			
Modelo	d_0	t ₀	h ₁	b 1	<i>t</i> ₁	t _w	H _{pilar}	L _{viga}	L_1	<i>L</i> ₂
3C1	323,9	9,5	240,0	120,0	9,8	6,2	2187,9	1210,7	350	400
3C3	323,9	9,5	240,0	120,0	9,8	6,2	2187,8	1210,1	350	400
3C4	323,9	9,5	240,0	120,0	9,8	6,2	2187,8	1210,1	350	400

* Dimensões em milímetros

Fonte: Autora

As propriedades físicas dos materiais utilizados nos modelos experimentais de Winkel (1998), são apresentadas na Tabela 4.

	Mod. Elast.	Poisson	PIL	.AR	VIGAS		
Modelo	E		fy	f _u	fy	f _u	
(MPa)		V	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
3C1			387	510	421	516	
3C3	200.000	0.000 0,3	387	510	433	526	
3C4			387	510	433	526	

Tabela 4 - Propriedades dos materiais dos modelos experimentais de Winkel (1998)

Fonte: Autora

No experimento, conectou-se a viga ao pilar por meio de soldas com propriedades mecânicas nominais fy=470 N/mm² e fu=520 N/mm² para as soldas de topo, fy=408 N/mm² e fu=511 N/mm² para as soldas em filete. Na Figura 45 observa-se os detalhes de solda executados nos modelos experimentais.



Figura 45 – Detalhes de solda dos modelos experimentais de Winkel (1998)

Fonte: Winkel (1998)

Para mensurar o deslocamento das vigas durante o experimento, Winkel instalou 4 transdutores elétricos, identificados pelos números 9 a 12 na Figura 46.



Figura 46 – Localização dos transdutores no experimento

Fonte: Winkel (1998)

Com os deslocamentos aferidos, calculou-se a rotação relativa ao momento fletor, bastando-se dividir a distância entre os transdutores pelo comprimento da viga, conforme demonstrado na Figura 47.





Fonte: Winkel (1998)

Com isso, foi possível traçar os diagramas de momento *versus* rotação para cada modelo ensaiado.

Esses foram utilizados para comparação entre os experimentos e as análises numéricas realizadas, conforme mostrado nas Figuras 48 a 50.



Figura 48 – Curvas momento *versus* rotação, experimental e numérica, do experimento 3 C1

Figura 49 – Curvas momento *versus* rotação, experimental e numérica, do experimento 3 C3



Fonte: Winkel (1998)



Figura 50 – Curvas momento versus rotação, experimental e numérica, do

Fonte: Winkel (1998)

As diferenças entre os resultados obtidos nas análises experimental e numérica são mostradas na Tabela 5.

Tabela 5 – Comparação entre os resultados numéricos e experimentais da série de

testes 3

Modelo	$\frac{M_2}{M_1}$	Expt	Num	Num Expt
3C1	0	82,5	82,1	0,99
3C3	-1	54,1	60,5	1,12
3C4	+1	79,0	79,7	1,01

Ao analisar os resultados obtidos, destaca-se que o modelo 3C3 apresentou diferença de 12 % entre os momentos último experimentais e numérico. Isto porque as vigas não estavam devidamente alinhadas quando foram soldadas no pilar. Verificou-se que o eixo da alma da viga estava levemente rotacionado e não completamente perpendicular à face do pilar.

Como resultado das análises experimentais, o autor destaca ainda a predominância, do modo de falha por plastificação da face do pilar (Figura 51)



Figura 51 – Plastificação da face do pilar no modelo 3C4

Fonte: Winkel (1998)

4 METODOLOGIA

A presente pesquisa baseou-se no uso da análise numérica para avaliação da influência do diafragma externo na resistência da ligação entre viga I e pilar tubular circular.

4.1 ANÁLISE ESTRUTURAL

Para a realização de análise numérica realizada neste trabalho, adotou-se um modelo tridimensional, utilizando o programa de elementos finitos ANSYS – v.19.

Na análise numérica de seu modelo, Coutinho (2015) recomenda a adoção do regime de grandes deslocamentos quando há a possibilidade de flambagem no modelo e consequentemente grandes deformações na estrutura. O protótipo de Winkel (1998), referência deste trabalho, apresentou grandes deslocamentos para a carga máxima, o que justifica o uso dessa teoria no modelo numérico.

Nas equações de equilíbrio deste trabalho adotou-se o método Newton-Raphson *full*, o qual leva em consideração os efeitos não lineares do comportamento estrutural e consiste em pequenos incrementos iterativos de carga, gerando pequenos deslocamentos que alteram a estrutura do modelo e ocasionam outros esforços. O colapso ocorre em estados avançados de carregamento e o critério de falha é a energia de distorção máxima (critério de von Mises).

4.2 GEOMETRIA DO MODELO

A geometria do modelo está apresentada das figuras 52 e 53, abaixo.



Figura 52 – Geometria do modelo da série 3 de Winkel (1998)

Figura 53 – Detalhe da seção da viga e do pilar da série 3 de Winkel (1998)



Fonte: Autora

Na Figura 54 é ilustrado a disposição transversal do diafragma externo por meio de relações geométricas na ligação entre a viga I e o pilar tubular circular, considerando os valores mínimos dos ângulos e face interna concordante com a mesa da viga, conforme indicado no CIDECT-DG9 (Kurobane,2004).



Figura 54 – Seção da ligação Viga I com Pilar Tubular Circular acrescido o Diafragma externo

O CIDECT-DG9 (Kurobane, 2004) não especifica como deve ser a interseção longitudinal do diafragma com a viga. Neste trabalho adotou-se a configuração mais usual na prática: a face interna concordante com a mesa da viga. (Figura 55)



Figura 55 - Corte da seção longitudinal e do diafragma externo

Para as geometrias do diafragma externo, é feita análise dos seus limites geométricos, onde é adotada a sigla VC em cada estudo, com referência às verificações do CIDECT-DG9 (Kurobane, 2004). Também é apresentado o intervalo de dados para investigação de diferentes larguras e espessuras além desses limites.

- VC-1: Exclusiva ao pilar correspondente à relação do seu diâmetro d_0 , com a sua espessura t_0 , sendo:

$$14 \le \frac{d_0}{t_0} \le 36$$

Para $d_0 = 323,9 mm$ e $t_0 = 9,5 mm$, tem-se:

$$\frac{d_0}{t_0} = 34,09$$

- VC-2: Relação entre a largura do diafragma externo, h_d , com o diâmetro do pilar, d_0 :

$$0,05 \le \frac{h_d}{d_0} \le 0,14$$

Conhecido o valor do diâmetro do pilar, tem-se o intervalo da variação da largura do diafragma externo, h_d :

$16,195 \le h_d \le 45,34$

Para esta análise é adotada a largura mínima de 10 mm a partir desse valor, é acrescido em 10 mm a sua largura até chegar ao valor de 90 mm, dobro do limite estabelecido pela formulação do CIDECT.

- VC-3: Nesta verificação é estudada a relação entre a espessura do diafragma externo, t_d , com a espessura da parede do pilar t_0 .

$$0,75 \leq \frac{t_d}{t_0} \leq 2,0$$

Para a espessura do pilar t_0 igual a 9,5 mm, tem-se o intervalo de validade para a espessura do diafragma, t_d :

$$7,125 \le t_d \le 19$$

A dimensão é considerada a partir de 6 mm com variação a cada 2 mm, até a espessura de 20 mm, limite esse referente a pouco mais que o dobro da espessura da mesa da viga.

Na Tabela 6, são apresentadas as dimensões do diafragma a serem estudadas, seguindo as verificações acima. Nas Figuras 56 e 57 têm-se exemplos das dimensões estudadas.

Espessura	Largura			
t_d	h_d			
(mm)	(mm)			
6	10			
8	20			
10	30			
12	40			
14	50			
16	60			
18	70			
20	80			
	90			

Tabela 6 – Dimensões do diafragma externo estudadas, em destaque os valores além dos limites do CIDECT – DG9 (Kurobane, 2004)

Figura 56 – Modelo numérico para ligação com diafragma externo com $t_d = 6 mm$, sendo em (a) $h_d = 10 mm$ e em (b) $h_d = 90 mm$



Figura 57 – Modelo numérico para ligação com diafragma externo com $t_d = 20 mm$, sendo em (a) $h_d = 10 mm$ e em (b) $h_d = 90 mm$



Fonte: Autora

Para ligação entre o diafragma e a viga com o pilar tubular, o modelo é analisado com três variações: sem solda, com solda utilizando elemento de volume e com solda utilizando elemento de casca.
Em todos os casos, a solda foi modelada com dimensão constante em todo o perímetro da ligação, conforme detalhamento demonstrado na Vista I-I da Figura 45.







Figura 59 – Modelagem da solda na ligação com diafragma

Na configuração da geometria são feitas várias divisões, como mostrado na Figura 60, com finalidade de forçar a interação entre as linhas de interseção da viga com o pilar na região da ligação.



Figura 60 – Divisões da geometria do modelo de validação

4.2.1 Elemento finito

A viga é composta por um agrupamento de placas correspondente às mesas e a alma, de forma análoga, o pilar corresponde à geometria de casca, devido a sua seção oca e espessura de parede fina. Portanto, para a simulação numérica deste trabalho, utilizou-se um elemento que represente o comportamento desses dois tipos de estruturas. Assim, o elemento adotado é o *Shell181* da biblioteca do ANSYS 19.0, governado pela teoria de Mindlin-Reissner, derivado da análise de estruturas de placa fina e moderadamente espessa, condição para as formas que compõem a viga e o pilar. O *Shell181* é um elemento de 4 nós (i, j, k, l) com 6 graus de liberdade em cada nó com translações e rotações em relação aos eixos x, y e z adequado para análises com teoria de grandes deslocamentos e plasticidade. (Figura 61).





Fonte: ANSYS v.19.0

Para modelagem das soldas, além do elemento *Shell 181*, utilizou-se também o *Solid 185* para verificar a diferença de comportamento entre elementos de casca e de volume respectivamente.

O Solid 185 é um elemento de volume, que possui 8 nós (i, j, k, l, m, n, o, p) com três graus de liberdade em cada nó, com translação nas direções x, y e z.

Figura 62 – Elemento Solid185



4.2.2 Propriedades físicas 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.

Numericamente, a representação dos modelos constitutivos foi feita por meio de diagramas multilineares da relação tensão-deformação, sendo que o modelo paramétrico do ANSYS conta com três possibilidades, ilustradas na Figura 63.



Figura 63 – Leis tensão-deformação disponíveis no Ansys

Fonte: Teixeira (2017)

Para todos os elementos dos modelos deste trabalho utilizou-se o diagrama multilinear, com os valores propostos por Maggi (2004), a partir de estudos experimentais realizados na Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (Figura 64).





Fonte: Maggi (2004)

Onde f_y é a tensão de escoamento do aço das chapas (diafragma, pilar e viga), f_{max} é a tensão máxima do material (ou tensão última) e f_u é a tensão correspondente ao colapso do material. As propriedades dos materiais estão descritas na Tabela 7.

Mod. Elast.	Poisson	PILAR		VIGAS E DIAFRAGMA		SOLDA	
E	v	fy	f _u	fy	f_u	f_y	f _u
(MPa)		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
200.000	0,3	387	510	433	526	408	511

Tabela 7 - Propriedades dos materiais dos modelos

O modelo constitutivo selecionado não permite que sejam inseridos valores decrescentes no diagrama. Por esse motivo, não foram inseridos os pontos 6 e 7 do diagrama da Figura 64.

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 isotrópico.

4.2.3 Mapeamento e discretização da malha de elementos finitos

A construção da malha da viga e do pilar foi feita de tal maneira que houvesse maior concentração de elementos para as regiões próximas à ligação. Em outras palavras, houve maior refinamento na malha na região próxima à ligação, visto que esta é região de interesse para o estudo.

Para a discretização da malha de elementos finitos é adotada a melhor razão entre o mínimo de esforço computacional e diferença não representativa da força máxima aplicada na extremidade da viga, que é usada como referência no refinamento. O valor inicial para a dimensão padrão do elemento é 50 mm, sendo reduzido a cada 10 mm. Para a dimensão que não apresentar variação da força maior do que 1%, é realizado um novo estudo, com variação de 1 mm até 5 mm acima e abaixo desse valor, sendo refeita a mesma análise nesse novo intervalo. A Figura 65 apresenta a malha de elementos finitos do modelo numérico, e a Figura 66 mostra o maior refinamento da malha na região da ligação.



Figura 65 – Malha de elementos finitos do modelo numérico de validação



Figura 66 - Refinamento da malha na região da ligação

4.2.4 Condições de contorno e de carregamento

Com o mesmo critério da análise numérica e experimental de Winkel (1998), as restrições de deslocamento nulo foram aplicadas nas duas extremidades do pilar. Todos os nós pertencentes à seção da extremidade inferior do pilar 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 do pilar, com exceção do modelo da análise paramétrica, onde foi liberado o deslocamento axial do pilar, uma vez que nessa direção foi aplicado o carregamento do pilar. Além disso, as mesas do perfil da viga no meio do vão são impedidas de transladar fora do plano, por apresentar contenção lateral e restrição em duas extremidades de sua seção. No local da aplicação da força, também há restrição ao deslocamento fora do plano principal simulando a ação do atuador hidráulico, que impede o deslocamento lateral no experimento.



Figura 67 – Restrições de apoios do modelo numérico

Para simulação do comportamento da ligação, solicitou-se a viga de modo a gerar sua flexão, induzindo assim a rotação da ligação. A solicitação foi feita por meio da aplicação de deslocamento na direção vertical. Tal deslocamento foi feito aplicando-se uma força distribuída nos últimos nós da extremidade das vigas, conforme Figura 68.





Fonte: Autora

Na etapa de análise da influência do diafragma na estrutura submetida a força axial no pilar são aplicados carregamentos correspondentes a 30, 50 e 70% da força resistente calculada em acordo com a Norma NBR 16239:2013, que trata de projeto de estruturas de aço e mistas de aço e concreto para perfis tubulares. Para tanto, é aplicada a força em apenas um nó da face superior do pilar, e acoplados os outros nós para deslocamento em UY. Inicialmente é aplicada a carga axial no pilar (0 a 100% da força total), depois é aplicada a força na viga, mantendo-se a força no pilar.

Em todas as etapas de carregamento foi adotado o método de Newton-Raphson Full para resolução do sistema de equações não lineares. Esse método segue um procedimento incremental-iterativo, onde o carregamento é aplicado em pequenos passos. Em casa 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. O carregamento é aplicado até o nível em que não ocorrerá mais a convergência do modelo, caracterizada pela existência de regiões que se encontram no nível de colapso.

5 **RESULTADOS**

Neste capítulo são apresentados os resultados da análise numérica. Inicialmente realizou-se validação e análise do comportamento do modelo de Winkel (1998), sendo posteriormente inseridas as diferentes geometrias de diafragma no modelo. Na análise paramétrica, é realizado um estudo da correlação entre as propriedades geométricas do diafragma externo para a resistência máxima e a rigidez inicial da ligação. Os resultados da análise numérica são comparados com os analíticos obtidos pela equação do CIDECT-DG9 (Kurobane, 2004). Por fim, analisou-se a influência do diafragma em estruturas submetidas a força axial no pilar.

5.1 O MODELO WINKEL (1998)

5.1.1 Dimensão do elemento finito

A Figura 70 apresenta o resultado do estudo do refinamento da malha para o modelo de Winkel (1998). Foram solucionados modelos com malhas de 50, 40, 30, 25, 20, 15, 10, 9, 8, 7, 6 e 5 mm. Observou-se que a malha de 10 mm já produz resultados indistinguíveis das demais malhas mais refinadas, sendo essa a escolhida para os modelos numéricos.



Figura 69 - Resultados do estudo de malha realizado no ANSYS para o modelo de Winkel (1998)

5.1.2 Validação do modelo numérico

É necessário demonstrar que o modelo numérico desenvolvido simula satisfatoriamente os resultados obtidos por ensaios experimentais. Para tal, realizouse a validação por meio da comparação entre os resultados do Ansys v.19.0 e os obtidos por Winkel (1998). Três aspectos foram levados em consideração na determinação do sucesso ou fracasso da simulação:

- Formato da curva momento versus rotação: Os resultados experimentais foram apresentados na forma de curvas correlacionando a força aplicada durante o ensaio com os deslocamentos medidos. A mesma curva é gerada a partir dos resultados do modelo numérico e o formato delas deve ser similar, indicando de maneira indireta que o comportamento estrutural também é similar.

- Valor da força resistente: A força máxima alcançada na análise numérica deve ser próxima do valor obtido experimentalmente, no caso, utiliza-se o momento último.

- Modo de colapso: O modelo numérico deve apresentar o mesmo tipo de colapso observado experimentalmente, caso contrário a simulação fracassou;

5.1.2.1 Curvas momento versus rotação

Os resultados numéricos obtidos na análise numérica foram comparados, na forma de gráficos momento *versus* rotação, com os resultados experimentais e numéricos de Winkel (1993). Foram comparados, na ligação, o uso de solda com elemento tipo casca (*Shell 181*), de volume (*Solid 185*) e sem solda, conforme verifica-se nas figuras 70 a 72.







Figura 71 – Análise numérica do modelo 3C3



Figura 72 – Análise numérica do modelo 3C4

Em todos os gráficos, verificou-se boa concordância com os resultados obtidos por Winkel (1998), sendo os que apresentaram melhores resultados foram os modelos numéricos que utilizaram a solda com elemento de casca tipo *shell181*. O Modelo 3C3 é o que possui maior discordância de resultados, inclusive com os da análise numérica do próprio autor. Como já relatado no item 3, o autor teve problemas de execução no modelo experimental.

5.1.2.2 Valor do momento resistente

A tabela 8 resume as diferenças entre os momentos últimos obtidos nas análises sem solda, com solda utilizando elementos tipo *Shell 181* e *Solid 185*.

	<i>M_u</i> (kNm)						
Modelo	Experimental	Numérico	Ansys				
	Winkel	Winkel	Shell	Solid	S/ solda		
3C1	82,5	82,1	80,25	77,67	75,86		
3C3	54,1	60,5	56,02	55,14	53,98		
3C4	79,0	79,7	77,08	75,20	73,44		

Tabela 8 – Comparação entre os resultados numéricos e experimentais da série de ensaios 3

Fonte: Autora

Os resultados demonstram boa correspondência com os obtidos por Winkel (1993), sendo o modelo em que foi utilizada a solda com elemento tipo Shell 181 o que mais

se aproxima, por isso, este será o tipo de solda utilizada nos modelos da análise paramétrica.

5.1.2.3 Modo de Colapso

Na Figura 73 verifica-se a deformada da estrutura, demonstrando a falha por plastificação na face do pilar, conforme verificado no experimento de Winkel (1998).



Figura 73 – Deformada do modelo numérico

5.2 LIGAÇÃO COM DIAFRAGMA EXTERNO

Após a validação do modelo numérico, é adicionado o diafragma externo no modelo 3C4 de Winkel (1998) e analisada sua influência.

5.2.1 Comportamento da ligação para as forças máximas aplicadas na extremidade da viga

Inicialmente compara-se as curvas momento *versus* rotação do modelo sem diafragma com os modelos com diafragma para todas as espessuras nas larguras 10 mm, 30 mm, 60 mm e 90 mm, conforme Figura 74. O comportamento é uniforme, com o ganho da resistência e da rigidez inicial de acordo com o aumento das dimensões do diafragma externo. Para h_d igual a 90 mm, verifica-se as curvas com maior resistência. Para a menor espessura de diafragma analisada, 6 mm, verificam-se as curvas com menor resistência, mesmo para h_d igual a 90 mm. O que demonstra a importância de equilibrar os valores de espessura e largura do diafragma para obter boa resistência na ligação. Em vermelho, bem abaixo de todas as curvas, verifica-se a curva do modelo de Winkel (1998), o que demonstra o ganho de rigidez e resistência proporcionado pelo diafragma externo.



Figura 74 – Curvas Momento versus rotação para a ligação com diafragma externo

Fonte: Autora

Na Figura 75 são mostrados os comportamentos das ligações para as principais dimensões e limites do CIDECT-DG9 (Kurobane, 2004) considerados nesta análise, com o objetivo de verificar possíveis discordâncias. No gráfico verifica-se que mesmo para as dimensões com valores acima ou abaixo do intervalo de validade da fórmula encontram-se curvas coerentes.



Figura 75 – Curvas momento versus rotação em relação aos limites CIDECT

5.2.1.1 Modos de falha e tensões de von misses

Nas Figuras 76, 77 e 78, são apresentados os modos de falha utilizando o critério de tensões de von Mises para a estrutura sem e com diafragma nas dimensões mínimas e máximas. É possível verificar a redução das tensões da parede do pilar com o uso do diafragma e a mudança do modo de colapso com o aumento das dimensões do diafragma. Para a menor dimensão, a falha ocorre no diafragma, e para a maior dimensão, a falha ocorre na região da ligação entre o diafragma e a viga.

Figura 76 – Deformação e tensões de von Mises do modelo sem diafragma. Vista frontal em (a), e vista lateral em (b)



(a)

Fonte: Autora



Figura 77 – Deformação e tensões de von misses do modelo para a força máxima, com $t_d = 6 mm$ e $h_d = 10 mm$. Vista frontal em (a), e vista lateral em (b).





Fonte: Autora

Figura 78 – Deformação e tensões de von misses do modelo para a força máxima, com $t_d = 20 mm$ e $h_d = 90 mm$. Vista frontal em (a), e vista lateral em (b).



Fonte: Autora



Fonte: Autora

Nas Figuras 79 e 80, após conhecidos os modos de falha, são apresentadas as resistências máximas para as diferentes dimensões do diafragma externo, onde verifica-se o acréscimo considerável da resistência da ligação, inclusive para a menor espessura em comparação ao modelo sem diafragma.

Figura 79 – Resistência máxima da ligação considerando momento máximo versus largura do diafragma



Figura 80 – Resistência máxima da ligação considerando a razão do momento último dos modelos com e sem diafragma versus largura do diafragma



Fonte: Autora

Para a menor dimensão do diafragma, onde a espessura é igual a 6 mm e a largura é igual 10 mm, o acréscimo da resistência é de 30%, o que demonstra sua eficiência na

ligação. Para a maior dimensão, onde a espessura é igual a 20 mm e a largura é igual a 90 mm, o acréscimo da resistência é de 173%.

5.2.1.2 Rigidez inicial

Na Figuras 81 e 82 é mostrado o ganho de rigidez inicial para as ligações, conforme aumento das dimensões do diafragma externo, onde é considerável o enrijecimento devido ao diafragma externo, inclusive para a menor espessura e largura, onde é possível enrijecer em até 40% a ligação, e para as maiores dimensões, em até 163%.







Figura 82 – Razão da rigidez inicial dos modelos com e sem diafragma *versus* largura do diafragma



As Figuras 83 e 84 abaixo, mostram o aumento na resistência da ligação obtido para cada variação da geometria do diafragma. Na Figura 83 percebe-se o aumento da resistência da ligação com o aumento da espessura, enquanto na Figura 84 ocorre o aumento da largura do diafragma.



Figura 83 – Relação do aumento da resistência da ligação com o aumento da espessura do diafragma externo

Figura 84 – Relação do aumento da resistência da ligação com o aumento da largura do diafragma



Ao analisar os gráficos, percebe-se que o aumento espessura do diafragma proporciona ganho de até 70% na resistência, enquanto que o aumento da largura, de até 54%. O aumento da resistência com a espessura do diafragma, tende a se estabilizar para valores acima dos 12 milímetros, enquanto que a largura do diafragma apresenta crescimento da resistência linear ascendente para todas as dimensões estudadas.

5.2.2 Comparação com os resultados do CIDECT

Na Figura 85 são mostrados os resultados utilizando as equações do CIDECT-DG9 (Kurobane,2004), com a aplicação além dos limites do seu intervalo de validade. O aumento do momento último em relação ao modelo sem diafragma é de 140% no limite do intervalo de validade, onde $t_d = 16 mm e h_d = 40 mm$.





Fonte: Autora

Na Figura 86, mostra-se a relação entre os valores numéricos e analíticos para os momentos resistentes máximos, onde verifica-se boa correspondência entre os

hd (mm)

resultados obtidos numericamente e pela fórmula do CIDECT, mesmo fora do intervalo de validade.





```
Fonte: Autora
```

5.2.3 Comportamento da ligação para forças aplicadas no topo do pilar

Inicialmente compara-se a capacidade resistente máxima do modelo sem diafragma, dos modelos com maior e com menor dimensão de diafragma, submetidos a 30%, 50% e 70% da capacidade última no pilar, conforme verifica-se na Figura 87.



Figura 87 – Momento resistente máximo dos modelos submetidos à 30%, 50% e 60% da capacidade última resistente do pilar

Fonte: Autora

No modelo sem diafragma, ocorre redução do momento último com o aumento da carga do pilar. Tal redução, ainda pode ser verificada no modelo com menor dimensão de diafragma. Porém, no modelo com maior dimensão de diafragma, a carga do pilar não influencia a resistência da ligação.

A tabela 8 mostra as diferenças entre os momentos últimos obtidos nas análises numéricas com as diferentes forças aplicadas no pilar.

	<i>M_u</i> (kN.m)					
Carga do pilar	Modelo sem diafragma	Diafragma td =6 e hd = 10 mm	Diafragma td =20 e hd = 90 mm			
Sem Carga	75,20	100,85	211,60			
30% da carga	70,58	99,86	211,58			
50% da carga	65,03	98,94	211,58			
70% da carga	62,11	97,61	208,23			

Tabela 8 – Comparação entre os resultados obtidos para as diferentes cargas no pilar

Fonte: Autora

Verifica-se então, que o modelo sem diafragma, apresenta redução gradual de até 17% no momento último, enquanto que o modelo com menor dimensão de diafragma, apresenta redução máxima de 3,2 % e no modelo com maior dimensão de diafragma, a redução é de 1,12 % somente para a carga de 70%. As Figuras 88 a 90, mostram as tensões de von Mises e a deformada na capacidade última nos modelos numéricos.

Figura 88 – Tensões de von Mises e deformada no modelo sem diafragma (a) sem força aplicada no pilar, (b) com 30%, (c) com 50% (d) com 70% da força última do pilar





Figura 89 – Tensões de von Mises e deformada no modelo com diafragma de espessura 6 milímetros e largura 10 milímetros (a) sem força aplicada no pilar, (b) com 30%, (c) com 50% e (d) com 70% da força última do pilar



Fonte: Autora



Figura 90 – Tensões de von Mises e deformada no modelo com diafragma de espessura 20 milímetros e largura 90 milímetros (a) sem força aplicada no pilar, (b) com 30%, (c) com 50% e (d) com 70% da força útima do pilar





6 CONCLUSÃO

O objetivo geral deste trabalho foi o estudo numérico do comportamento da ligação soldada tipo XX entre pilar tubular de seção circular e viga de seção I utilizando diafragma externo.

A metodologia da modelagem numérica apresentou boa correlação com os resultados experimentais de Winkel (1998), sendo que o modelo que utilizou a solda com o elemento *Shell 181* foi o que obteve melhores resultados. Permite-se concluir que, a boa aproximação entre os resultados numéricos e experimentais, demonstra a boa representatividade da simulação numérica na obtenção da resistência nas ligações.

O diafragma se mostrou um elemento de ligação eficaz para aumento da rigidez inicial e da resistência da ligação estudada, uma vez que absorvem grande parte da força do binário exercido pelas mesas das vigas. Nos modelos numéricos estudados, os ganhos de resistência variaram de 30 a 173%, em relação às estruturas sem diafragma dependendo da geometria adotada.

A intensidade das tensões na mesa superior das vigas é diretamente proporcional ao aumento da espessura da chapa do diafragma, sendo este o parâmetro geométrico mais importante. O aumento da espessura da chapa ocasionou o enrijecimento da ligação e maior capacidade em resistir a solicitações no estado limite último.

Além disso, mesmo na estrutura com menores dimensões de diafragma, verificamos grande redução nas tensões na parede do pilar. Nos 71 modelos com diafragma, a tensão na face do pilar apresentou intensidade inferior ao limite de escoamento do material. O modo de falha predominante foi a plastificação do diafragma ou da região de ligação com a viga, não havendo nenhum caso de plastificação da face do pilar, já que o diafragma soldado ao redor do pilar gera uma superfície de transmissão de força de compressão maior do que a obtida do contato direto com a mesa da viga, distribuindo as tensões por todo o perímetro do pilar. Com isso, analisa-se o pilar submetido a carga axial, verifica-se que o modelo sem diafragma, apresenta redução gradual de até 17% no momento último, enquanto que o modelo com a meso.
A fórmula do CIDECT (Kurobane, 2004) apresentou boa aplicabilidade para a determinação da resistência das ligações estudadas. Contudo, faz-se necessário o estudo dos seus limites de aplicabilidade, uma vez que os resultados além desses limites mostraram-se coerentes.

7 TRABALHOS FUTUROS

 Para melhor investigação e conhecimento do comportamento da ligação estudada é necessário realizar mais estudos experimentais em laboratórios, já que estes são raros na literatura técnica;

- Analisar a influência de variações das dimensões da viga e do pilar na capacidade resistente da ligação com diafragma externo;

- Estudar o comportamento do diafragma utilizando o diafragma soldado ao pilar e parafusado às mesas da viga, já que essa alterativa evita soldas de campo;

- Estudar o uso de enrijecedores soldados aos diafragmas como meio de reduzir as instabilidades localizadas no diafragma.

8 REFERÊNCIAS

AMERICAN NATIONAL STANDARDS INSTITUTE - AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION - **ANSI/AISC 360-10. Specification for structural steel buildings**. Chicago, 2010.

ARQUITETURA & AÇO, Rio de Janeiro, nº 48 p.12-15, Dez.2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 8800:2008 Projeto de estrutura de aço e de estrutura mista de aço e concreto de edifícios.** Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 16239:2013. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares. Rio de Janeiro, 2013

BARROS, D.A. **Análise numérica de ligação entre vigas de aço e pilar misto preenchido de concreto.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

CARVALHO, P.H. Avaliação numérica do comportamento estrutural de ligação entre pilar de seção tubular circular e viga de seção "I". Dissertação (Mestrado) -Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2005.

CHEN, W. F.; LUI, L. M. **Handbook of structural engineering.** 2. ed. Boca Raton: CRC Press. 1741 p.,2005

COUTINHO, F.G.; AZEVEDO M.S.; FERREIRA,W.G. **Diafragmas externos nas ligações entre viga de seção I e pilar tubular circular.** In: Congresso Latino-Americano da Construção Metálica (Construmetal), 6., 2014, São Paulo. Anais... São Paulo: ABCEM ,p. 397-409, 2014.

COUTINHO, F.G. **Comportamento estrutural de ligações de aço com diafragma externo entre viga de seção I e pilar tubular de seção circular.** Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2015.

DESSOUKI A. K.; YOUSEF A. H.; FAWZY M. M. Stiffener Configurations in Moment Connections Between Steel I-Beams and Concrete-Filled Steel Tube Columns. World Applied Sciences Journal, 30 (2),p. 120-132., 2014.

EUROCODE 3:Design of steel structures - Part 1-8 - **Design of Joints**. Bruxelas, Bélgica, 2005.

FREITAS, P. C. B. 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, 2009.

KAMBA, T. et al. Tests on the local failures of tubular column to H-beam connections in steel structures: A study on the tubular column to beam connection Part 1. Journal of Structural and Construction Engineering. Transactions of the Architectural Institute of Japan, Tokyo, n. 322, p. 44-51, 1982.

KAMBA, T. et al. Empirical formula for strength of steel tubular column to Hbeam connections: A study on the tubular column to beam connection Part 2. Journal of Structural and Construction Engineering. Transactions of the Architectural Institute of Japan, Tokyo, n. 325, p. 67-73, 1983.

KAMBA, T.; KANATANI, H. **Design formulae for CHS column-to-beam connections with exterior diaphragms**. Proceedings of the V International Symposium on Tubular Structures, Nottingham, p. 249-256, 1993.

KAMBA, T.; KANATANI, H.; TABUCHI,M. Local strength of tubular column to Hbeam connections: Study of connections subjected to vertical or horizontal loading. Journal of Structural and Construction Engineering. Transactions of the Architectural Institute of Japan, Tokyo, n. 360, p. 147-156, 1986.

KAMBA, T.; NAMBA, H.; ETOU,O. **Elastic-plastic behavior of tubular column to Hbeam connections which thickness of column at connections is increased.** Journal of Structural and Construction Engineering. Transactions of the Architectural Institute of Japan, Tokyo, n. 513, p. 151-157, 1998.

KUROBANE, Y. ET Al. **CIDECT Design Guide 9: Design guide for structural hollow section column connections**. Köln: CIDECT and Verlag TÜV Rheinland. 213 p., 2004.

Li,W.Q.; CHEN, Y.Y., WANG,W., XU,Y.J.; LV,X.D. **Experimental Study of External Diaphragm Joint Connecting CHS Column and H-Shaped Beam.** Advanced Steel Construction, v.6, nº 1, p. 578-588, 2010.

MAGGI, Y.I. Análise do comportamento estrutural de ligações parafusadas vigapilar com chapa de topo estendida. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

MASIOLI, C. Z.. Análise teórica e experimental de ligações em aço entre pilar tubular de seção circular e viga de seção I. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

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

PACKER, J. A.; HENDERSON, J. E. Hollow structural section connections and trusses. Alliston: Canadian Institute of Steel Construction. 465 p., 1997.

PEREIRA, D. H. F. Análise do comportamento estrutural de ligações em aço entre viga de seção I e pilar de seção tubular circular. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

REIS, S. L. F. (2011). Análise teórico-experimental de ligações metálicas soldadas entre coluna em perfil tubular circular e viga em perfil de seção transversal "I". 105 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2011.

RINK H.D.; WINKEL G.D.; WARDENIER J.; **Puthli R.S. Numerical Investigation Into The Static of Stiffened I-beam to Column Connections**, Tubular Structures, 4° International Symposium, p. 461-470, Delft, 1991.

SABBAGH, A.B.; CHAN, T.M.; MOTTRAM J.T. **Detailing of I-beam-to-CHS column joints with external diaphragm plates for seismic actions**, Journal of Constructional Steel Research, p. 31-33, 2013.

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

SUI,W.; CHEN, Y.Y. **Behavior of external diaphragm connection of CHS column with H-shaped beams.** Proceedings of the XIII International Symposium on Tubular Structures, Hong Kong, p. 167-174, 2010.

SUI W., E YAMANARI M. Evaluation of the characteristics of external diaphragm connections with steel CHS columns and wide-flange steel beams. Pacific Structural Stell Conference, Wairakei ,2007.

SUI,W.N.;OTSUKA,T.;YAMANARI,M. Seismic design requirements of steel frames with external diaphragm connections. In: World Conference on Earthquake Engineering, 14., Beijing. Anais.. 2008.

TABUCHI,M.; KANATANI, H.; KAMBA,T. **Behavior of Tubular Column to H-Beam Connections under Seismic Loading.** In: Conference of Earthquake Engineering, 9., , Tokyo-Kyoto. Anais... v.4, 1988.

TEIXEIRA, F. B. **Análise Numérica de Perfis Alveolares de Aço.** 28 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2017.

WAKABAYASHI M., SASAKI R., KISHIMA Y. An Experimental Study on Centrifugally-Cast Steel Pipe to H-Beam Connections Annuals, Disaster Prevention Research Institute. Kyoto University, No. 14, April, , pp. 343-369, 1971.

WANG,W.; CHENEY.; LI,W.Q.; LEON,R.T. **Bidirectional seismic performance of steel beam to circular column connections with outer diaphragm.** Earthquake Engineering and Structural Dynamics. N^o 40, November, p. 1063-1081, 2010.

WARDENIER, J.et al. **Hollow sections in structural applications.** 2 ed. Geneva: CIDECT and Verlag TÜV Rheinland. 240 p., 2010.

WINKEL, G.D. de. et al. **The behavior and the 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, Singapore , v.4, 1993.

WINKEL, G. D. The static strength of I-beam to circular hollow section column connections. Tese (PhD) - Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Delft University of Technology, Delft, 1998.