



UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO – ESCOLA DE MINAS

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



ANÁLISE DE LIGAÇÕES METÁLICAS SOLDADAS ENTRE PILAR DE SEÇÃO RHS E VIGA DE SEÇÃO I

TAÍSE CORRÊA NUNES

ORIENTADORES: PROF^a. Dr^a. Arlene Maria Sarmanho Freitas

PROF. Dr. Geraldo Donizetti de Paula

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração: Construção Metálica.

Ouro Preto, Setembro de 2012

A Deus, criador e conhecedor
de todas as coisas.

AGRADECIMENTOS

A Deus pela oportunidade de crescer.

A meus pais, José e Hirta, e a toda minha família por sempre compreenderem minha ausência.

A todos os meus professores pela incansável vontade de ensinar, em especial aos meus orientadores, professora Arlene e professor Geraldo.

Aos meus colegas do mestrado que, por vezes mesmo sem saber, incentivaram-me e contribuíram para que eu seguisse em frente.

À República Chega Mais, minha segunda casa, pela hospitalidade e amizade em todos os momentos.

A UFOP e a Ouro Preto por serem palco desta conquista.

A Energisa e aos meus colegas de trabalho pelo incentivo à conclusão deste trabalho.

RESUMO

Este trabalho foi desenvolvido a partir do estudo de ligações soldadas formadas por coluna tubular de seção transversal quadrada e viga em aço de seção transversal I. Foi realizada inicialmente, uma análise teórica e em seguida, uma análise numérica das ligações propostas. As análises teóricas basearam-se nas prescrições de normas e autores internacionais para este tipo de geometria. A análise numérica em elementos finitos foi realizada utilizando o *software* comercial ANSYS onde se buscou a representação geométrica dos modelos e posterior simulação de carregamentos. Foram analisados modelos uniplanares (uma viga acoplada à coluna e um único plano de flexão) e modelos multiplanares (duas vigas acopladas à coluna e dois planos de flexão), considerando, em situações distintas, o carregamento axial da coluna e a flexão da viga. A partir dos resultados numéricos obtidos, foram traçadas as curvas $M_x\Phi$ para cada modelo, bem como foram calculados o momento resistente, a carga última e a rigidez da ligação. A influência dos parâmetros envolvidos foi apresentada graficamente sendo possível estabelecer intervalos de validade das formulações teóricas e ainda, verificar as regiões de plastificação. Os resultados numéricos apresentaram-se coerentes com os resultados fornecidos pelo estudo teórico, sendo que as formulações trouxeram resultados conservadores.

ABSTRACT

This work was developed from the study of welded joints made of welded tubular column of square cross section and steel beam cross-section I. It was initially performed a theoretical analysis and then a numerical analysis of the proposed joints. The theoretical analysis is based on the prescriptions of standards and international authors for this type of geometry. The finite element numerical analysis was performed using the commercial software ANSYS where it was developed the representation of geometric models and simulation of subsequent loading cases. Uniplanar models were analyzed (a beam attached to the column and a single plane of bending) and multiplanar models (two beams coupled to the column and two planes of bending), whereas, in different situations, the pre-loading of the column and bending of the beam. From the obtained numerical results, $Mx\Phi$ curves were plotted for each model, and calculated the bending moment resistance, the ultimate load and the joint stiffness. The influence of the parameters involved was presented graphically and it is possible to establish ranges of validity of theoretical formulations and also to verify the regions of yielding. The presented numerical results are consistent with the results provided by theoretical study and the formulations given conservative results.

SUMÁRIO

1)	INTRODUÇÃO.....	1
1.1)	Considerações Iniciais	1
1.2)	Objetivos.....	5
1.3)	Justificativa	7
1.4)	Escopo do Trabalho	8
2)	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	9
2.1)	Considerações Iniciais	9
2.2)	Classificação de Bijlaard et al. (1988).....	10
2.3)	Classificação segundo AISC (2005).....	11
2.4)	Classificação segundo o Eurocode 3 (2005).....	12
2.5)	Prescrições do CIDECT (2010).....	14
3)	FORMULAÇÃO TEÓRICA	17
3.1)	Considerações Iniciais	17
3.2)	Formulações segundo o guia CIDECT (2010)	18
3.2.1)	Modos de Falha.....	19
3.2.2)	Falha local da mesa da viga	21
3.2.3)	Plastificação da face da coluna	22
3.2.4)	Puncionamento da face da coluna.....	23
3.2.5)	Cisalhamento da coluna	24
3.2.6)	Diagrama $M \times \Phi$	25
3.3)	Procedimentos de dimensionamento segundo Lu (1997).....	26
3.3.1)	Plastificação da face da coluna	27
3.3.2)	Falha da parede lateral da coluna.....	27
3.3.3)	Viga I e coluna RHS sem carregamento axial da coluna.....	28
3.3.4)	Viga I e coluna RHS com carregamento axial da coluna	28
3.4)	Dimensionamento segundo a ABNT/PN 02 125.03-004:2011	29
3.5)	Configuração dos Modelos	30

4)	DESCRIÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS.....	32
4.1)	Considerações Iniciais	32
4.2)	Definição da Geometria dos Modelos	33
4.3)	Escolha dos elementos finitos.....	34
4.4)	Definição dos modelos constitutivos dos materiais envolvidos	35
4.5)	Construção da malha de elementos finitos	36
4.6)	Aplicação das condições de contorno.....	37
4.7)	Aplicação dos carregamentos	38
4.7.1)	Compressão Axial na Coluna	38
4.7.2)	Carregamento na Viga	39
4.8)	Plastificação do modelo e momento resistente	40
5)	APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	44
5.1)	Considerações Iniciais	44
5.2)	Influência da solda	44
5.3)	Influência dos parâmetros β e 2γ	54
5.4)	Influência do parâmetro η	58
5.5)	Influência da geometria multiplanar	60
5.6)	Influência da compressão axial da coluna	66
5.7)	Tensões de von Mises	81
6)	CONCLUSÕES.....	83
6.1)	Conclusões	83
6.2)	Propostas para trabalhos futuros	85
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	87

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Exemplos de passarelas metálicas	1
Figura 1.2 - Centro Cultural Georges Pompidou.....	3
Figura 1.3 - Conformação de perfis CHS	3
Figura 1.4 - Fabricação do Perfil RHS	4
Figura 1.5 - (a) Passarela em perfil CHS; (b) Estrutura com coluna RHS e viga I.....	5
Figura 2.1 - Modelos ideais de ligações	9
Figura 2.2 - Curvas Momento x Rotação relativa	13
Figura 2.3 - Limites para a classificação das ligações em termos de rigidez.....	14
Figura 3.1 - Configuração básica de uma ligação entre Coluna RHS e Viga I.....	17
Figura 3.2 - Plastificação da parede frontal da coluna	22
Figura 3.3 - Puncionamento da coluna	24
Figura 3.4 - Diagrama Momento x Rotação utilizado para o cálculo da rigidez das ligações.....	25
Figura 3.5 - Configuração de ligações entre viga I e coluna quadrada sob efeito de cargas.....	26
Figura 3.6 - Plastificação da face da coluna	27
Figura 3.7 - Limites geométricos para falha da parede lateral da coluna.....	27
Figura 3.8 – Geometria da ligação.....	29
Figura 3.9 - Ligações entre viga de seção I e coluna tubular de seção quadrada em estudo.....	30
Figura 4.1 - Geometria dos modelos estudados.....	34
Figura 4.2 - Geometria do elemento de casca Shell 281	35
Figura 4.3 - Geometria do elemento sólido Solid 45.....	35
Figura 4.4 – Representação esquemática do Diagrama tensão x deformação bi-linear utilizado nas análises	36
Figura 4.5 - Modelo uniplanar.....	37
Figura 4.6 - Modelo multiplanar	37

Figura 4.7 - Condições de Contorno da seção superior da coluna: Engaste.....	38
Figura 4.8 - Aplicação do carregamento axial na coluna	39
Figura 4.9 - Aplicação de carregamento na viga	40
Figura 4.10 - Distribuição das tensões de von Mises no modelo	41
Figura 4.11 – Detalhe 1: Concentração das tensões na face da coluna (kN/mm ²).....	41
Figura 4.12 – Movimentação da face da coluna: (a) Deformação limite; (b) Corte longitudinal à coluna; (c) Modelo deformado; (d) Malha de elementos deformada.....	42
Figura 5.1 – Influência da modelagem da solda: Modelos uniplanares com a viga W200x15,0	45
Figura 5.2 – Gráficos de deformações limite para determinação do momento resistente	46
Figura 5.3 - Relação entre momento resistente e inércias dos perfis	48
Figura 5.4 - Gráfico MxΦ: Modelos uniplanares sem carregamento axial na coluna... 49	
Figura 5.5 - Comparação dos momentos resistentes encontrados considerando \square limite=3%b ₀	52
Figura 5.6 - Influência dos parâmetros β e 2γ no momento resistente das ligações.....	54
Figura 5.7 - Influência do parâmetro 2γ no momento resistente das ligações	55
Figura 5.8 - Influência do parâmetro 2γ no momento resistente das ligações	56
Figura 5.9 - Influência do parâmetro η (h ₁ /b ₀) no momento resistente das ligações	58
Figura 5.10 - Comparação dos momentos resistentes encontrados considerando \square limite=3%b ₀	59
Figura 5.11 - Efeito da geometria multiplanar	60
Figura 5.12 - Efeito da geometria multiplanar: Viga W200x15,0.....	62
Figura 5.13 - Efeito da geometria multiplanar: Viga W250x17,9.....	63
Figura 5.14 - Efeito da geometria multiplanar: Viga W310x21,0.....	64
Figura 5.15 - Efeito do carregamento axial da coluna: Modelos uniplanares	67
Figura 5.16 - Efeito do carregamento axial da coluna nos modelos uniplanares: Viga W200x15,0	69
Figura 5.17 - Efeito do carregamento axial da coluna nos modelos uniplanares: Viga W250x17,9	70

Figura 5.18 - Efeito do carregamento axial da coluna nos modelos uniplanares: Viga W310x21,0	71
Figura 5.19 - Comportamento dos modelos sob a influência do carregamento axial da coluna	73
Figura 5.20 - Comportamento dos modelos sob a influência do carregamento axial da coluna	74
Figura 5.21 - Efeito do carregamento axial da coluna: Modelos multiplanares.....	75
Figura 5.22 - Efeito do carregamento axial da coluna nos modelos multiplanares: Viga W200x15,0	77
Figura 5.23 - Efeito do carregamento axial da coluna nos modelos multiplanares: Viga W250x17,9	78
Figura 5.24 - Efeito do carregamento axial da coluna nos modelos multiplanares: Viga W310x21,0	79
Figura 5.25 - Evolução das tensões de von Mises (MPa).....	82

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Denominação das ligações capazes de transmitir momento com elementos de perfil tubular	16
Tabela 3.1 - Ligação entre coluna quadrada e viga I - Parâmetros geométricos.....	18
Tabela 3.2 - Modos de falha de uma ligação entre Coluna RHS e Viga I.....	20
Tabela 3.3 – Dimensões dos perfis ligados	31
Tabela 5.1 – Comparação dos resultados numéricos e teóricos para o momento resistente: Ligações uniplanares sem carga axial na coluna.....	47
Tabela 5.2 – Comparação dos resultados numéricos e teóricos para o momento resistente: Modelos uniplanares sem carregamento axial na coluna.....	51
Tabela 5.3 – Classificação das ligações.....	53
Tabela 5.4 – Comparação dos resultados numéricos e teóricos para o momento resistente: Variação de 2γ	56
Tabela 5.5 - Comparação dos resultados numéricos e teóricos para o momento resistente: Variação de 2γ	57
Tabela 5.6 - Comparação dos resultados numéricos e teóricos para o momento resistente: Modelos multiplanares sem carregamento axial na coluna.....	65
Tabela 5.7 - Comparação dos resultados numéricos e teóricos para o momento resistente: Modelos uniplanares com carregamento axial na coluna.....	72
Tabela 5.8 - Comparação dos resultados numéricos e teóricos para o momento resistente: Modelos multiplanares com carregamento axial na coluna	80

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas maiúsculas

A_0 = área da seção transversal da coluna

E = módulo de Elasticidade

F_1 = carregamento vertical uniplanar aplicado à viga

F_2 = carregamento vertical multiplanar aplicado à viga

I_b = momento de inércia da viga

I_c = momento de inércia da coluna

J = relação entre o carregamento vertical uniplanar aplicado à viga e o carregamento vertical multiplanar aplicado à viga

L_b = comprimento da viga

$M_{1,Rd}$ = momento fletor resistente de cálculo

$M_{pl,V,0,Rd}$ = momento resistente da coluna reduzido pelo cisalhamento

N_0 = máximo valor de carga axial da coluna

N_{0p} = carregamento axial aplicado no topo da coluna

$N_{0,pl}$ = resistência última ao carregamento axial da coluna

$N_{pl,V,0,Rd}$ = resistência ao carregamento axial da coluna reduzida pela cisalhamento

$S_{j,ini}$ = rigidez inicial da ligação

$V_{0,Ed}$ = força cortante atuante na coluna

$V_{pl,0,Rd}$ = capacidade resistente da coluna frente ao cisalhamento

W = módulo elástico da seção transversal

Z = módulo plástico da seção transversal

Letras romanas minúsculas

b_0 = largura da coluna

b_1 = largura da mesa

b_e = largura efetiva da mesa

$b_{e,p}$ = largura efetiva da mesa da viga

b_m = diferença entre a largura da coluna e a sua espessura

b_{wf} = largura efetiva da alma da viga

f_u = resistência última do aço

f_{y0} = tensão de escoamento do aço da coluna

f_{y1} = tensão de escoamento do aço da viga

h_1 = altura da seção transversal da viga

h_m = diferença entre a altura da seção transversal da viga e a espessura da mesa

n = relação entre o máximo valor de carga axial da coluna e resistência última ao carregamento axial da coluna

t_w = espessura da alma da viga

t_0 = espessura da coluna tubular

t_1 = espessura da mesa da viga

Letras gregas

β = razão entre a largura da mesa da viga e a largura da coluna tubular

γ = relação entre a largura da coluna pelo dobro de sua espessura

γ_{a1} = fator de ponderação da resistência

Φ = rotação da ligação

η = relação entre a altura da seção transversal da viga e a largura da coluna tubular

ν = coeficiente de Poisson

$\sigma_{0,sd}$ = tensão axial solicitante na coluna

Δ = deformação da face da coluna

INTRODUÇÃO

1.1) Considerações Iniciais

As estruturas tubulares possuem as mais diversas aplicações no ramo da Engenharia Civil, como na construção de edifícios, podendo exercer a função de pilar, viga, estrutura de cobertura e até mesmo, compor a fachada. Ainda são utilizadas em pontes, passarelas, barreiras de contenção e estruturas *offshore*. Alguns exemplos de passarelas podem ser observados na Figura 1.1.



Figura 1.1 - Exemplos de passarelas metálicas
FONTE - CIDECT, 2010

Além de apresentarem aspecto visual arrojado, os perfis tubulares de aço apresentam características que favorecem sua utilização, dentre as quais se destacam: a

alta resistência frente aos esforços de compressão, torção e flexão; reduzida área de pintura contra ataques corrosivos e incêndios; rapidez de execução dos serviços se comparados ao sistema construtivo das estruturas de concreto armado e a possibilidade de vencer grandes vãos a partir de estruturas leves e esbeltas.

Todos estes fatores contribuem para diminuir o valor do orçamento final da obra, uma vez que acarretam em alívio de cargas na fundação, fazendo com que a construção passe a ser regida por um planejamento mais industrializado, racionalizado, o que pode minimizar ou, até mesmo, eliminar os desperdícios oriundos de improvisações e adequações normais em outros processos construtivos (Mendanha, 2006).

Para o correto dimensionamento de uma estrutura deve ser levado em consideração não só a capacidade resistente dos elementos isolados. É preciso que seja analisado o comportamento das ligações entre dois ou mais perfis, comumente chamadas de nós, prevendo o comportamento da estrutura como um todo. Isto não significa, contudo, que os nós devam ser projetados detalhadamente na fase de concepção estrutural, mas que os elementos devem ser escolhidos de modo que seja obtida uma ligação com adequada resistência e menor custo de fabricação e montagem.

Um nó é dito rígido quando a rotação relativa das extremidades das barras concorrentes é nula após a deformação da estrutura. O nó rotulado é o caso inverso, ou seja, não oferece restrição à rotação relativa durante o processo de deformação. E por fim, um nó é dito semi-rígido quando apresenta comportamento intermediário entre os dois casos anteriores, e é o que ocorre na maioria das ligações reais.

Diante destes comportamentos diferenciados, se ligações incorretas são adotadas em um determinado projeto, a estrutura pode ficar difícil de ser construída, não funcionando apropriadamente, tornando-se não econômica. Pode-se ainda utilizar artifícios para aumentar a resistência de uma estrutura utilizando barras na diagonal conhecidas como contraventamentos, o que pode ser observado na Figura 1.2.



Figura 1.2 - Centro Cultural Georges Pompidou
FONTE - Arquivo Pessoal, 2008

Existem dois tipos básicos de fabricação dos perfis tubulares, com ou sem o uso da solda, neste caso também chamada de “costura”. Para o desenvolvimento deste trabalho foram estudados os perfis tubulares com costura.

Os perfis tubulares com costura são obtidos através da prensagem ou calandragem de chapas e posterior soldagem das peças. Podem ser usadas chapas de diversas espessuras e o comprimento do tubo será obtido pela união de diversos anéis. Perfis tubulares também podem ser soldados por resistência elétrica em sistemas contínuos de fabricação, onde a bobina de aço é desenrolada e pré-conformada por meio de roletes sucessivos que vão dando forma circular ao tubo, e soldada na sequência, como pode ser observado na Figura 1.3.

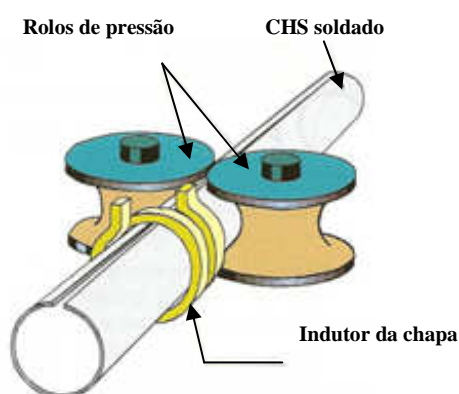


Figura 1.3 - Conformação de perfis CHS
FONTE – CIDECT, 2010

Para a fabricação de seções quadradas ou retangulares, utiliza-se o tubo redondo, que é pressionado nas laterais alterando a sua seção, sendo chamados de perfis laminados a quente, como pode ser observado na Figura 1.4. Os perfis tubulares de diâmetros maiores são mais usados em pilares, pois suas características geométricas apresentam melhor resistência à flambagem, enquanto os de diâmetro menor são usados em treliças planas e espaciais (CBCA, 2007).



Figura 1.4 - Fabricação do Perfil RHS
FONTE – CIDECT, 2010

Devido aos diferentes processos de fabricação, a distribuição das tensões residuais é diferente nos tubos com e sem costura. As tensões residuais definem-se como aquelas que permanecem em um corpo na ausência de forças externas e gradientes térmicos. De acordo com Galambos (1988), o valor e a distribuição das tensões residuais dependem da forma da seção transversal, da temperatura de laminação ou soldagem, das condições de resfriamento, dos métodos de retificação das peças e das propriedades do material. Nos tubos sem costura, a distribuição destas tensões é uniforme em toda a seção e nos tubos com costura as tensões residuais variam na região da solda.

Estruturas produzidas a partir de tubos de seção circular (Figura 1.5-a) apresentam uma melhor distribuição de tensões nas seções, quando comparadas com perfis tubulares de seção tubular retangular. Em contrapartida, a ligação soldada que utiliza perfis tubulares circulares, exige cortes adequados nas extremidades das barras, de modo a ajustar as superfícies de contato antes da soldagem. Nos perfis tubulares

retangulares (Figura 1.5-b), a execução das ligações é mais simples, já que é feita em superfície plana, fazendo com que o produto final apresente menos imperfeições geométricas oriundas da fabricação (Mendanha, 2006).



Figura 1.5 - (a) Passarela em perfil CHS; (b) Estrutura com coluna RHS e viga I

1.2) Objetivos

Este trabalho tem por objetivo avaliar teórica e numericamente a rigidez de ligações entre colunas em perfil tubular de seção transversal quadrada com espessuras próximas de 6 mm e vigas em perfil I. Serão analisados arranjos com coluna de extremidade primeiramente ligada a uma única viga (ligações uniplanares - flexão em um único plano) e posteriormente, ligada a duas vigas (ligações multiplanares - flexão em dois planos).

As avaliações teóricas simulam as diversas variações das dimensões da coluna e da viga, sendo assim possível, quantificar a interferência de cada parâmetro na rigidez da ligação. Em seguida pode-se analisar as prescrições internacionais apresentadas.

O estudo numérico é viabilizado por meio de uma modelagem via Método dos Elementos Finitos (MEF) através do *software ANSYS* (2007). Para cada modelo, serão variadas as dimensões das colunas e das vigas. Para a devida análise dos modelos propostos foi investigada a influência da modelagem da solda nos mesmos, objetivando a aproximação dos resultados numéricos ao comportamento real de uma estrutura.

Para os modelos em estudo busca-se obter o valor da carga última, o valor da carga de escoamento, o traçado da curva Momento x Rotação Relativa (diagrama $M \times \Phi$) e a classificação da ligação quanto à capacidade rotacional apresentada. Este estudo também visa analisar a influência do esforço de compressão da coluna na rigidez da estrutura.

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

A partir destes estudos pode-se propor novas metodologias de avaliação da resistência deste tipo de geometria.

1.3) Justificativa

A evolução constante da construção metálica propicia a introdução de novas tecnologias como associação de colunas em perfis tubulares e vigas em perfil I. Apesar do crescimento e disseminação do uso das estruturas tubulares no Brasil, ainda há uma carência em pesquisas que forneçam ferramentas capazes de prever o comportamento desses elementos estruturais.

Devido à crescente necessidade de incorporar o estudo das ligações semi-rígidas às etapas de análise e dimensionamento das estruturas, diversas pesquisas têm sido desenvolvidas de modo à melhor representar a contribuição dessas ligações para o comportamento global e local do pórtico, bem como a determinação efetiva de seus Estados Limites Últimos.

Com a utilização do conceito de semi-rigidez é possível entender o real comportamento das estruturas, fato que irá influenciar nas etapas de dimensionamento, e, conseqüentemente, interferir em seu custo.

A Norma Brasileira NBR 8800 (2008) não traz claras referências sobre as ligações entre as colunas tubulares e as vigas I, sendo necessário recorrer às normas internacionais. Este fato leva a uma grande necessidade de pesquisas para futuras inclusões na Norma Brasileira PN 02 125.03-004 (2012) sobre o assunto em estudo.

Os resultados obtidos a partir desta pesquisa poderão ser comparados para as diversas possibilidades de arranjos estruturais, constituídos por colunas em perfis tubulares quadrados e vigas em perfil I, servindo de embasamento para continuidade da investigação para estruturas que possuem essa geometria.

1.4) Escopo do Trabalho

Os capítulos que compõem este trabalho estão organizados de maneira a esclarecer aspectos relativos ao comportamento das ligações soldadas entre colunas de seção transversal quadrada e vigas em perfil I, apresentando as prescrições disponíveis e a metodologia utilizada para a preparação dos modelos numéricos, bem como as discussões e as comparações dos resultados obtidos.

No capítulo dois, tem-se a revisão bibliográfica que procura dar embasamento teórico para este estudo e para futuras pesquisas, apresentando as classificações e importantes considerações sobre ligações metálicas.

No capítulo três são apresentadas as formulações teóricas segundo o guia CIDECT (2010), segundo Lu (1997), Eurocode 3 (2005) e ABNT PN 02 125.03-004 (2011) utilizadas para a realização dos cálculos do momento resistente, da rigidez das ligações e para o traçado dos diagramas Momento x Rotação ($Mx\Phi$).

No capítulo quatro é descrita a metodologia utilizada na preparação de uma rotina computacional para processamento dos modelos, identificando-se suas características e dimensões geométricas, tipos de elementos finitos utilizados, constituição da malha de elementos finitos, condições de contorno e etapas de carregamento dos protótipos.

No capítulo cinco são apresentadas as discussões e resultados obtidos com a realização deste estudo. Serão apresentados os gráficos construídos durante as análises para visualização da influência dos principais parâmetros envolvidos na pesquisa sendo possível avaliar os procedimentos normativos e a representatividade da modelagem numérica realizada.

No capítulo seis são feitas as conclusões e considerações finais, sendo ainda propostas sugestões para realização de trabalhos futuros.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

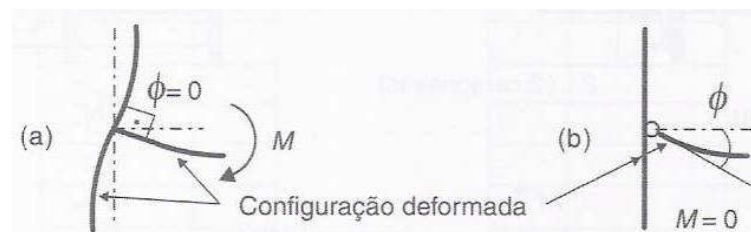
2.1) Considerações Iniciais

O termo ligação é aplicado a todos os detalhes construtivos que promovam a união de partes da estrutura entre si ou a sua união com elementos externos a ela, como, por exemplo, as fundações. O conceito é amplo, admitindo uma diversidade de situações em que é aplicado.

A rigidez das ligações, ou seja, sua capacidade de impedir a rotação relativa local das peças ligadas é responsável pelo comportamento final da estrutura em termos de rotações e deslocamentos.

Isto quer dizer que, além das barras que compõem a estrutura, também as ligações deverão estar convenientemente concebidas e dimensionadas, sob pena da estrutura não se comportar, em termos de deslocamentos e rotações, conforme desejado, ou ainda, elevar consideravelmente o custo da obra em questão.

A Figura 2.1 mostra os dois tipos ideais de comportamento das ligações: ligação perfeitamente rígida, que impede completamente a rotação relativa entre a viga e o pilar, e ligação rotulada, que deixa livre a rotação relativa entre os membros ligados.



(a) Ligação Perfeitamente Rígida

(b) Ligação Rotulada

Figura 2.1 - Modelos ideais de ligações
FONTE – PFEIL, 2008

No entanto, a estimativa de uma rigidez intermediária ao caso de rótula e engaste perfeito é cada vez mais importante, devido à necessidade de se conhecer com mais precisão o comportamento da estrutura. Dentro desse contexto, o conceito de ligação semi-rígida ganha importância.

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

A seguir serão apresentadas algumas das classificações de ligações e considerações pertinentes segundo normas e autores internacionais existentes.

2.2) Classificação de Bijlaard et al. (1988)

Bijlaard et al. (1988) estabeleceram uma classificação baseada na metodologia empregada no projeto das ligações quanto à consideração ou não da não linearidade física do material.

A classificação proposta para o projeto na **fase elástica** divide as ligações em três tipos:

- **LIGAÇÕES FLEXÍVEIS:** São aquelas capazes de transmitir somente força cortante e, eventualmente, força normal, considerando-se que sofrem rotações sem absorver momentos fletores de valor significativo;
- **LIGAÇÕES RÍGIDAS:** São as capazes de transmitir tanto momentos fletores quanto forças cortantes. Devem apresentar elevada rigidez, de modo que se possa considerar desprezível qualquer mudança na distribuição de momentos e nos deslocamentos;
- **LIGAÇÕES SEMI-RÍGIDAS:** São as ligações que proporcionam certo grau de interação entre os elementos conectados para a absorção dos esforços. Essa interação tem base nas características da curva Momento x Rotação.

A classificação para projeto na **fase plástica** é compreendida por:

- **LIGAÇÕES ROTULADAS** (*pinned connections*): Ligações projetadas para transferir somente esforços normais e cortantes, admitindo-se que a ligação tenha uma capacidade de rotação que permita a formação de todas as rótulas plásticas necessárias ao estabelecimento do mecanismo de colapso;
- **LIGAÇÕES COMPLETAMENTE RESISTENTES** (*full strength connections*): Ligações que apresentam capacidade de resistir a momentos fletores superiores aos momentos de plastificação dos elementos conectados, resultando na formação de rótula plástica em um elemento adjacente à ligação. Para essa consideração, não é necessário que a ligação apresente, teoricamente, capacidade de rotação;
- **LIGAÇÕES PARCIALMENTE RESISTENTES** (*partial strength connections*): Ligações que apresentam capacidade de resistir a momentos fletores inferiores aos momentos de plastificação dos elementos conectados. Neste caso, é necessária uma capacidade rotacional adequada, visto que a rótula plástica terá sua formação na ligação.

2.3) Classificação segundo AISC (2005)

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

- **LIGAÇÕES SIMPLES**: São as ligações que não transferem momentos significativos. Essas ligações devem ser capazes de acomodar toda a rotação relativa, incluindo as rotações inelásticas;
- **LIGAÇÕES A MOMENTO**: Ao contrário da primeira, as ligações são capazes de transmitir momento fletor não desprezível.

Dois tipos de ligações a momento podem ser identificados: as consideradas completamente restringidas (FR: *fully restrained*) e as parcialmente restringidas (PR: *partially restrained*).

As ligações **FR** são aquelas que transferem momentos e que não apresentam rotação relativa significativa, ou seja, o ângulo entre as peças ligadas não se altera, sendo considerada como um engaste perfeito.

As ligações **PR** são aquelas que transmitem momentos, porém a rotação relativa entre os elementos concorrentes não é desprezível. Sua análise deve ser feita considerando as características da curva Momento x Rotação da ligação.

2.4) Classificação segundo o Eurocode 3 (2005)

Segundo o Eurocode 3 (2005), as ligações podem ser classificadas quanto à rigidez e quanto à resistência.

Quanto à rigidez, seguem as possíveis classificações:

- **LIGAÇÃO RÍGIDA** – A ligação tem rigidez suficiente para manter praticamente constante o ângulo entre as peças, apresentando rotação relativa quase nula para qualquer nível de carga, até atingir o momento resistente da ligação. Ou seja, o ângulo entre os elementos estruturais que se interceptam permanece essencialmente o mesmo após o carregamento da estrutura.
- **LIGAÇÃO FLEXÍVEL** – Neste caso a ligação permite a rotação relativa entre as peças com um comportamento próximo ao de uma rótula, transmitindo um pequeno momento fletor. No caso de vigas, sujeitas à flexão simples, por exemplo, a ligação flexível transmite apenas esforço cortante.
- **LIGAÇÃO SEMI-RÍGIDA** – Possui comportamento intermediário entre os dois casos anteriores. Então o momento transmitido através da ligação não é nem zero (ou próximo de zero) como no caso de ligações flexíveis e nem o momento máximo (ou próximo dele) como no caso de ligações rígidas.

A Figura 2.2 apresenta as curvas Momento x Rotação para as possibilidades de classificação das ligações, sendo que o eixo das ordenadas M representa uma ligação perfeitamente rígida, enquanto que o eixo das abscissas Φ representa uma rótula.

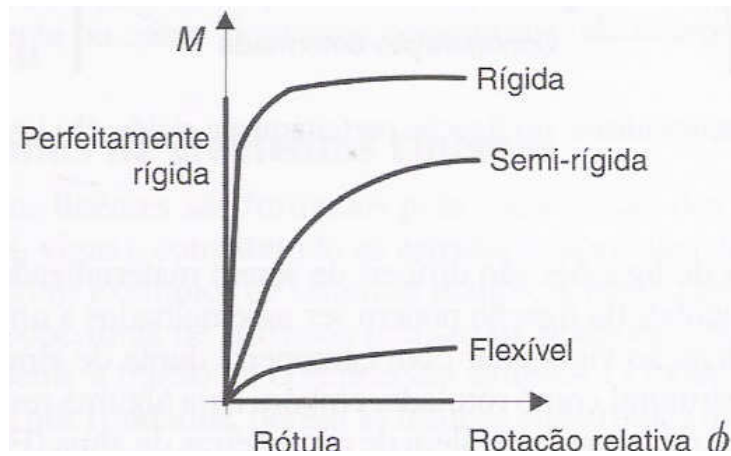


Figura 2.2 - Curvas Momento x Rotação relativa
FONTE – PFEIL, 2008

Para a classificação quanto à resistência, toma-se como critério a comparação entre o momento resistente da ligação com o momento resistente dos elementos concorrentes, tomada na região do elemento adjacente à ligação. Seguem as possíveis classificações:

- **FLEXÍVEIS:** Ligações cujo momento resistente não ultrapassa o valor do momento de plastificação total necessário para classificar uma ligação como resistente.
- **COMPLETAMENTE RESISTENTE:** Ligações que apresentam momento resistente maior do que os momentos resistentes dos elementos de conexão.
- **PARCIALMENTE RESISTENTE:** São as ligações que apresentam momentos resistentes que não se classificam nas duas situações anteriores.

2.5) Prescrições do CIDECT (2010)

De acordo com o CIDECT (2010), antigamente, a maior parte dos projetistas projetava as ligações considerando-as como rótulas ou como engastes perfeitos. Na realidade, a rigidez real de uma ligação quase sempre estará em algum ponto entre estas duas situações extremas, sendo equivalente dizer que a ligação comporta-se de maneira semi-rígida.

O CIDECT (2010) destaca que o uso de ligações semi-rígidas pode oferecer uma redução dos custos globais dos pórticos, já que o uso de enrijecedores será bem menor em relação às ligações rígidas. O custo de um pórtico semi-rígido chega a ser de 10 a 20% menor que um pórtico rígido, dependendo da disposição estrutural e dos perfis utilizados.

O CIDECT (2010) considera as mesmas classificações das ligações que o Eurocode 3 (2005) em termos de rigidez e de resistência. Para ilustrar os limites de classificação em termos de rigidez tem-se a Figura 2.3 a seguir.

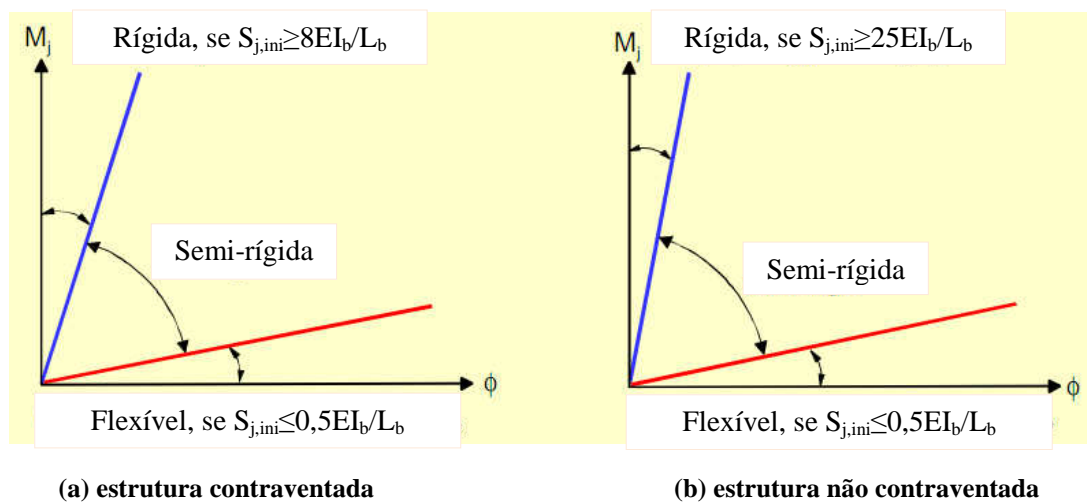


Figura 2.3 - Limites para a classificação das ligações em termos de rigidez
FONTE – CIDECT, 2010 (adaptado)

Onde:

$S_{j,ini}$ = rigidez inicial da ligação

E = módulo de Elasticidade do aço

I_b = momento de inércia da viga

L_b = comprimento da viga

Na Figura 2.3 são apresentadas as relações entre parâmetros que exercem influência na rigidez de um nó, o que torna possível a correta classificação das ligações considerando-as como rígida, semi-rígida ou rotulada, conforme definições apresentadas no item 2.4. Pode-se diferenciar estes limites para estruturas com ou sem o uso de elementos enrijecedores. Neste trabalho, os modelos em estudo não possuem contraventamento, seguindo os limites de classificação da Figura 2.3 (b).

Em termos de resistência, o CIDECT (2010) também adota a classificação segundo o Eurocode 3 (2005), (ver item 2.4), que considera as ligações como flexíveis, completamente resistentes ou parcialmente resistentes.

Ainda de acordo com o CIDECT (2010), os perfis tubulares de seção transversal retangular são comumente chamados de perfis RHS (*Rectangular Hollow Sections*) e, uma variação destes, são os perfis tubulares de seção transversal quadrada que são chamados de SHS (*Square Hollow Sections*).

As ligações que utilizam perfis tubulares e que são capazes de transmitir momento fletor são denominadas conforme indicado na Tabela 2.1, sendo que neste trabalho foram analisadas as ligações do tipo IR.

Tabela 2.1 - Denominação das ligações capazes de transmitir momento com elementos de perfil tubular

FONTE – CIDECT, 2010 (adaptado)

<i>VIGA</i>	<i>COLUNA</i>	<i>DENOMINAÇÃO</i>
○	○	CC
□	○	RC
I	○	IC
□	□	RR
○	□	CR
I	□	IR
○	I	CI
□	I	RI

Para ligações IR, Lu (1997) desenvolveu estudos que são similares aos trabalhos de Winkel (1998) que estudou ligações IC. As formulações segundo o guia CIDECT (2010), Lu (1997), Eurocode 3 (2005) e Norma Brasileira PN 02 125.03-004 (2011) serão descritas no capítulo seguinte.

FORMULAÇÃO TEÓRICA

3.1) Considerações Iniciais

Neste trabalho foram estudadas ligações soldadas do tipo IR de acordo com a denominação do CIDECT (2010). A Figura 3.1 a seguir apresenta as vistas superior, lateral e frontal de um dos modelos uniplanares estudados. O objetivo desta pesquisa foi simular o comportamento de algumas ligações pela combinação de efeitos e de carregamentos, alteração de geometria para posterior análise dos resultados obtidos.

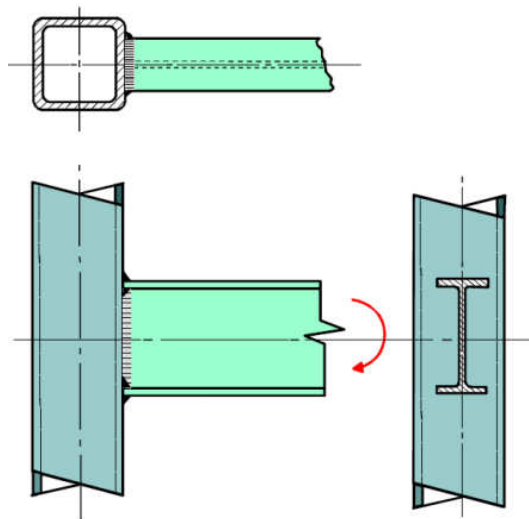


Figura 3.1 - Configuração básica de uma ligação entre Coluna RHS e Viga I
FONTE – CIDECT, 2010

Muitos fatores influenciam significativamente a rigidez de uma ligação entre duas ou mais peças, como por exemplo, as propriedades e as características do aço utilizado, E (Módulo de Elasticidade), ν (Coeficiente de Poisson), f_y (Resistência ao Escoamento), as dimensões da viga e da coluna, a posição da aplicação das cargas e suas combinações, os tipos de restrições adotados (condições de contorno) e também os efeitos relacionados aos trabalhos de solda durante a fabricação dos perfis e durante a

ligação entre os mesmos. Todos estes fatores devem ser analisados de maneira criteriosa para que seja possível compreender e quantificar a influência de cada um na rigidez das ligações.

Neste capítulo serão apresentadas as formulações utilizadas para o dimensionamento das ligações de acordo com o guia CIDECT (2010), que se baseou nos trabalhos desenvolvidos por Lu (1997) e que também está em consonância com o Eurocode 3 (2005). É apresentada também a formulação segundo a Norma Brasileira PN 02 125.03-004 (2011). De acordo com o estudo bibliográfico pôde-se perceber que as formulações constantes em tais referências são bem semelhantes, diferenciando-se basicamente em algumas limitações dos parâmetros envolvidos.

3.2) Formulações segundo o guia CIDECT (2010)

As formulações apresentadas pelo guia CIDECT (2010) estão consistentes com o guia de projeto nº 3 do CIDECT (2009) e com o Eurocode 3 (2005). A Tabela 3.1 a seguir apresenta a configuração de uma ligação entre uma viga de seção transversal I e uma coluna tubular quadrada e suas principais dimensões nominais. Os parâmetros geométricos adimensionais podem ser calculados como se segue.

Tabela 3.1 - Ligação entre coluna quadrada e viga I - Parâmetros geométricos

<i>MODELO</i>	<i>PARÂMETROS GEOMÉTRICOS</i>	
	$\beta = \frac{b_1}{b_0}$	b_0 =largura da coluna
	$2\gamma = \frac{b_0}{t_0}$	t_0 =espessura da coluna
	$\tau = \frac{t_1}{t_0}$	b_1 =largura da mesa
	$\eta = \frac{h_1}{b_0}$	t_1 =espessura da mesa
		h_1 =altura da viga

3.2.1) Modos de Falha

Diferentes modos de falha podem ocorrer nas ligações com perfis tubulares de aço e vigas I, sendo estes dependentes da geometria da ligação, das dimensões das peças componentes do nó, das condições de contorno e de carregamento. Esta falha pode ocorrer em diferentes componentes da estrutura, como na solda, na coluna ou na viga. Assim define-se o chamado de critério de ruptura que tem início com a plastificação do aço.

O Guia CIDECT (2010) prevê sete modos de falhas em ligações envolvendo colunas quadradas e vigas I, de tal 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 apresentados pelo CIDECT (2010) estão resumidos na Tabela 3.2.

Desconsideram-se, para efeitos de projeto, alguns dos modos de falha apresentados anteriormente para que a ruptura da estrutura ocorra nos elementos principais da ligação, ou seja, na coluna ou na viga. São eles:

- Ruptura da solda: utilizando material resistente para garantir suficiente ligação entre a viga e a coluna;
- Ruptura lamelar: escolhendo materiais de qualidade que não sejam suscetíveis à ruptura lamelar;
- Falha local: pela limitação da relação entre a largura e a espessura da coluna (esbeltez).

Tabela 3.2 - Modos de falha de uma ligação entre Coluna RHS e Viga I
FONTE – CIDECT, 2010 (adaptado)

<i>MODOS DE FALHA</i>	<i>CARACTERIZAÇÃO</i>
Rompimento da mesa da viga	
Ruptura da solda	
Ruptura lamelar	
Plastificação da face frontal da coluna	
Puncionamento da face frontal da coluna	
Plastificação local da face lateral da coluna	
Cisalhamento da coluna	

Assim, os modos de falha considerados para projeto são:

- Falha local da mesa da viga;
- Plastificação da face da coluna;
- Puncionamento da face da coluna;
- Cisalhamento da coluna.

3.2.2) Falha local da mesa da viga

O momento resistente para esse modo de falha sem que haja carregamento axial da coluna pode ser calculado pela seguinte equação:

$$M_{1,Rd} = f_{y1} t_1 b_e (h_1 - t_1) \quad (3.1)$$

$$b_e = \frac{10}{b_0/t_0} \cdot \frac{f_{y0} t_0}{f_{y1} t_1} \cdot b_1 \quad (3.2)$$

Onde:

$M_{1,Rd}$ = momento resistente da ligação

b_e = largura efetiva da mesa

b_0 = largura da coluna

b_1 = largura da mesa

t_0 = espessura da parede da coluna

t_1 = espessura da mesa da viga

h_1 = altura da seção transversal da viga

f_{y0} = tensão de escoamento do aço da coluna

f_{y1} = tensão de escoamento do aço da viga

3.2.3) Plastificação da face da coluna

A plastificação da face da coluna em uma ligação entre coluna tubular quadrada e viga I não depende apenas dos esforços causados pelas mesas das vigas, mas também da espessura da coluna, sendo que quanto maior a espessura da coluna, mais resistente é a ligação.

A alma da viga I força a face da coluna introduzindo uma linha de plastificação na área situada entre as duas mesas conforme apresentado na Figura 3.2 a seguir. Assim é possível perceber que quanto mais esbelta for a coluna mais precocemente ocorrerá a plastificação de sua parede frontal.

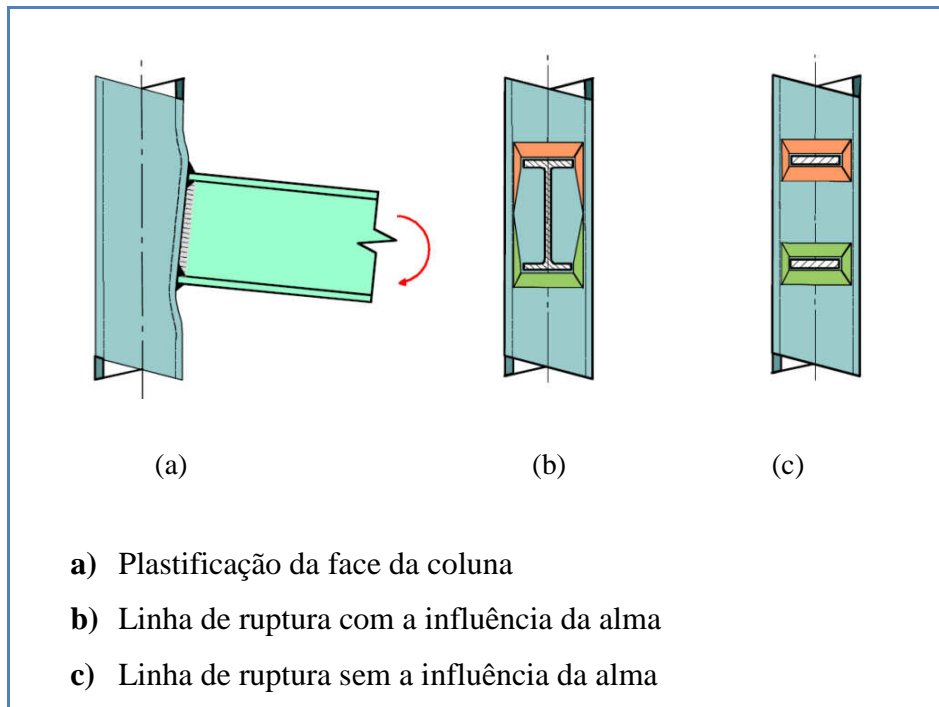


Figura 3.2 - Plastificação da parede frontal da coluna
FONTE – CIDECT, 2010 (adaptado)

Quando a influência da alma é desconsiderada da resistência do perfil I, a capacidade resistente das mesas é representada pela equação do modo de falha anterior. Por exemplo, para uma ligação entre uma coluna quadrada e uma viga I formando um ângulo de 90° , e a relação t_1/b_0 for muito pequena, o cálculo seria feito a partir da equação:

$$M_{1,Rd} = f_{y0} t_0^2 \left(\frac{4}{\sqrt{1-\beta}} \right) (h_1 - t_1) \quad (3.3)$$

Se a influência da alma na resistência do perfil é incorporada, a equação é consideravelmente mais complexa e referências são feitas por Lu (1997), conforme será apresentado no item 3.3.

Para o critério de plastificação da parede lateral da coluna, regras similares podem ser utilizadas para as ligações entre vigas I e coluna RHS. Para a situação em que $\beta=1$ tem-se que:

$$M_{1,Rd} = 2f_{y0} t_0 b_{wf} (h_1 - t_1) \quad (3.4)$$

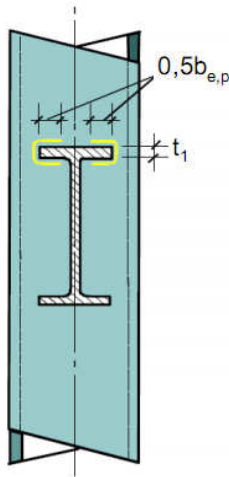
Onde:

$$b_{wf} = t_1 + 5t_0, \text{ mas } \leq \frac{h_1 + 5t_0}{2} \quad (3.5)$$

b_{wf} = largura efetiva da alma da viga

3.2.4) Puncionamento da face da coluna

A resistência ao puncionamento de ligações entre viga I e coluna quadrada pode ser calculada diretamente a partir das formulações utilizadas para ligações entre placas ligadas transversalmente a colunas quadradas. Similarmente ao critério de falha local da mesa da viga, neste caso, as mesas também são os elementos governantes da ruptura porque a alma está localizada numa posição privilegiada da face da coluna e geralmente não causa esforços significativos. Como mostra a Figura 3.3 a seguir, a capacidade resistente é dada por:



$$M_{1,Rd} = \frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} t_0 (2b_{e,p} + 2t_1) (h_1 - t_1) \quad (3.6)$$

Onde:

$$b_{e,p} = \left(\frac{10}{b_0/t_0} \right) b_1 \quad (3.7)$$

$b_{e,p}$ = largura efetiva da mesa da viga

Figura 3.3 - Puncionamento da coluna
FONTE – CIDECT, 2010 (adaptado)

Este modo de falha também está previsto no Eurocode 3 (2005).

3.2.5) Cisalhamento da coluna

Se a viga I de uma ligação é carregada por um momento fletor e está ligada em apenas um lado da coluna ou alternativamente, se os momentos nos outros lados da ligação não forem balanceados, esforços cortantes irão atuar na coluna, podendo causar a falha da mesma. A seção transversal da coluna tem de ser verificada pela combinação desses esforços, normal, cortante e de flexão, de acordo com as equações a seguir:

$$M_{pl,V,0,Rd} = b_m h_m t_0 f_{y0} + 0,5 h_m^2 t_0 f_{y0} \sqrt{1 - \left(\frac{V_{0,Ed}}{V_{pl,0,Rd}} \right)^2} \quad (3.8)$$

$$N_{pl,V,0,Rd} = 2b_m t_0 f_{y0} + 2h_m t_0 f_{y0} \sqrt{1 - \left(\frac{V_{0,Ed}}{V_{pl,0,Rd}} \right)^2} \quad (3.9)$$

Onde:

$$b_m = b_0 - t_0 \quad (3.10)$$

$$h_m = h_1 - t_1 \quad (3.11)$$

$M_{pl,V,0,Rd}$ = momento resistente da coluna reduzido pelo cisalhamento

$N_{pl,V,0,Rd}$ = resistência ao carregamento axial da coluna reduzida pelo cisalhamento

$V_{0,Ed}$ = força cortante atuante na coluna

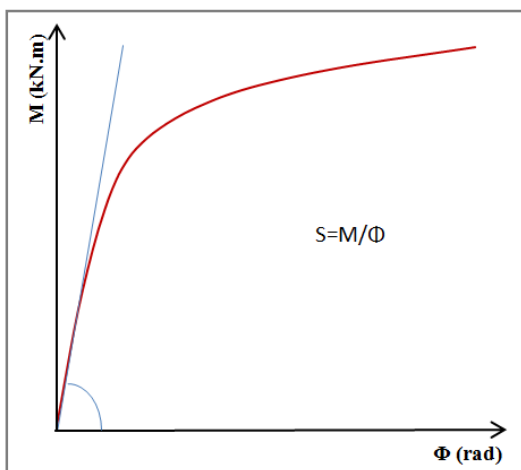
$V_{pl,0,Rd}$ = capacidade resistente da coluna ao esforço cortante

3.2.6) Diagrama $Mx\Phi$

As formulações até então apresentadas neste trabalho estão em função da resistência da ligação e as pesquisas em desenvolvimento ainda não definiram equações para a rigidez de ligações entre coluna RHS e viga I, ainda que ela seja extremamente importante para a determinação da distribuição do momento em estruturas não enrijecidas.

Porém, um grande número de diagramas Momento x Rotação tem sido avaliado analisando os diversos parâmetros envolvidos para que se estime um valor para a rigidez. Para os modelos estudados foram traçados os diagramas $Mx\Phi$ de acordo com os resultados obtidos a partir das análises numéricas, e em seguida o valor da rigidez foi obtido através da relação entre o momento fletor resistente e a rotação sofrida pela estrutura.

A Figura 3.4 a seguir apresenta o gráfico $Mx\Phi$ de um dos modelos estudados, onde foi traçada uma tangente no trecho inicial da curva obtida, sendo que a inclinação desta tangente corresponde a rigidez inicial da ligação.



Onde:

S = rigidez inicial

M = momento resistente

Φ = rotação relativa

Figura 3.4 - Diagrama Momento x Rotação utilizado para o cálculo da rigidez das ligações

A seguir serão apresentadas as formulações para determinação do momento resistente e da rigidez das ligações segundo os estudos desenvolvidos por Lu (1997).

3.3) Procedimentos de dimensionamento segundo Lu (1997)

Os estudos desenvolvidos por Lu (1997) sobre ligações entre colunas tubulares de seção transversal quadrada e viga I consideram dois modos de falha, plastificação da face da coluna e falha da parede lateral da coluna. Os limites de validade para estas formulações são: $0,2 \leq \beta \leq 0,8$; $15 \leq 2\gamma \leq 37,5$ e $0,3 \leq \eta < 2,0$.

O trabalho também contempla análise da influência do carregamento axial da coluna e da geometria multiplanar dos modelos. Inicialmente, os modelos foram divididos em dois grandes grupos, o de ligações uniplanares e o de ligações multiplanares, como pode ser observado na Figura 3.5.

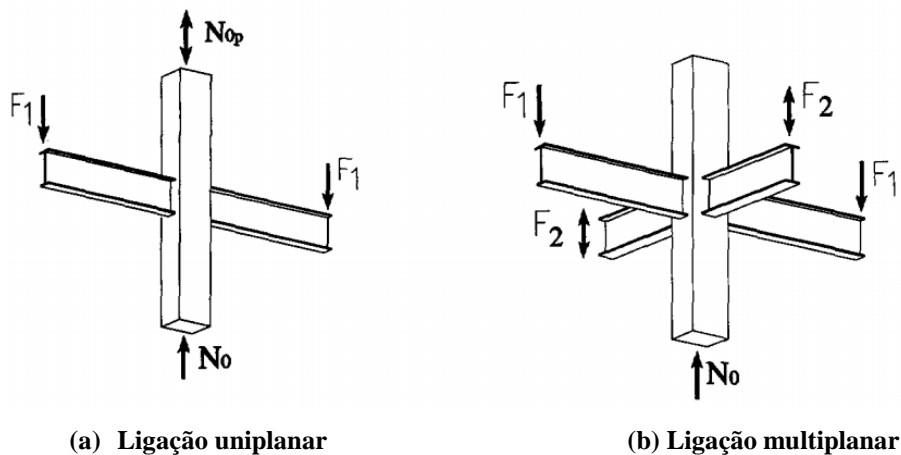


Figura 3.5 - Configuração de ligações entre viga I e coluna quadrada sob efeito de cargas
 FONTE: Lu, 1997

Sendo:

N_0 = máximo valor de carga axial da coluna

N_{0p} = carga axial aplicada no topo da coluna

$N_{0,pl}$ = resistência última ao carregamento axial da coluna

F_1, F_2 = carregamento vertical uniplanar e multiplanar aplicado à viga

3.3.1) Plastificação da face da coluna

A Figura 3.6 mostra simplificadamente a linha de plastificação da face da coluna em ligações carregadas em um único plano de flexão. A equação para o cálculo da resistência é apresentada em seguida.

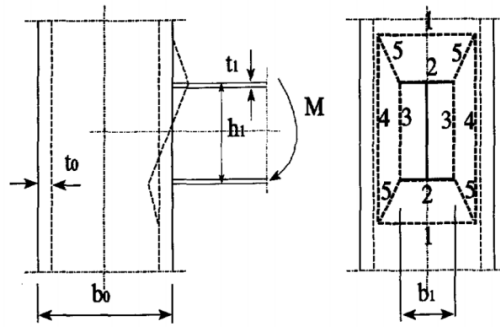


Figura 3.6 - Plastificação da face da coluna
FONTE: Lu, 1997

$$M_{1,Rd} = f_{y0} t_0^2 h_m \left(\frac{2}{\sqrt{(1-\beta)}} + \frac{1}{2\eta} + \frac{\eta}{(1-\beta)} \right) \quad (3.12)$$

$$h_m = h_1 - t_1 \quad (3.13)$$

3.3.2) Falha da parede lateral da coluna

Este modo de falha ocorre nas ligações em que $\beta=1$ e a equação para o cálculo do momento resistente pode ser expressa da seguinte forma, observando-se os critérios limitantes apresentados na Figura 3.7:

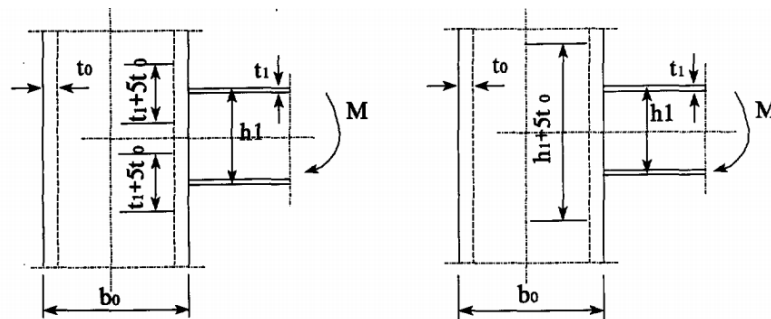


Figura 3.7 - Limites geométricos para falha da parede lateral da coluna
FONTE: Lu, 1997

$$M_{1,Rd} = 2(t_1 + 5t_0)f_{y0}t_0(h_1 - t_1) \quad \text{para } h_1 \geq 2t_1 + 5t_0 \quad (3.13)$$

$$M_{1,Rd} = 0,5(h_1 + 5t_0)^2 f_{y0} t_0 \quad \text{para } h_1 < 2t_1 + 5t_0 \quad (3.14)$$

3.3.3) Viga I e coluna RHS sem carregamento axial da coluna

Sem a consideração do carregamento axial da coluna e considerando-se apenas o carregamento da viga, o momento resistente é calculado como se segue:

$$M_{1,Rd} = f_{y0} t_0^2 h_m (0,5 + 0,7\beta) \frac{4}{\sqrt{(1-0,9\beta)}} \quad (3.15)$$

3.3.4) Viga I e coluna RHS com carregamento axial da coluna

Para colunas carregadas axialmente, a resistência da ligação é reduzida mediante o uso da função $f(n)$ que relaciona os valores das cargas axiais. O carregamento das vigas nos modelos multiplanares considerou que $F1=F2$.

$$f(n) = 1 + 0,016(2\gamma)^{0,9} n - 0,37(2\gamma)^{(0,26\beta - 0,31\beta^2)} n^2 \leq 1; \text{ coluna comprimida} \quad (3.17)$$

$$f(n) = 1; \text{ para coluna tracionada} \quad (3.18)$$

$$n = \frac{N_0}{N_{0,pl}} \quad (3.19)$$

$$N_{0,pl} = A_0 f_{y,0} \quad (3.20)$$

$$N_0 = N_{0p} + 2F \text{ (ver Figura 3.5)} \quad (3.21)$$

Para as ligações com carregamentos iguais entre as vigas, o momento resistente para as ligações uniplanares é aproximadamente igual ao momento resistente de ligações multiplanares.

Considerando carregamento desigual entre as vigas em um modelo multiplanar, o momento resistente resultante deve ser multiplicado pela função $f(J)$ que relaciona os valores dos carregamentos das vigas.

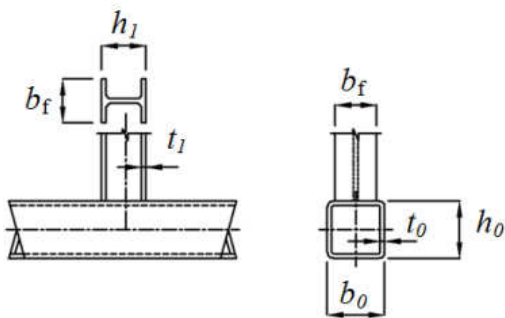
$$f(J) = 1 + J(\beta - 0,66\beta^2) \quad \text{para } J < 0 \quad (3.22)$$

$$f(J) = 1 \quad \text{para } J \geq 0 \quad (3.23)$$

$$J = F_2 / F_1 \quad (3.24)$$

3.4) Dimensionamento segundo a ABNT/PN 02 125.03-004:2011

Segundo a ABNT (2011), o modo de falha que ocorre nas ligações entre colunas RHS e viga I é o puncionamento da face da coluna na área de contato com as mesas da viga. O momento resistente da ligação quando não há o carregamento axial da coluna deverá ser calculado de acordo com as equações apresentadas a seguir:



$$M_{1,Rd} = N_{1,Rd}(h_1 - t_1) \quad (3.25)$$

$$N_{1,Rd} = 0,6f_{y0}t_0(2,2t_1 + 2,2b_{e,p})/\gamma_{a1} \quad (3.26)$$

$$b_{e,p} = \left(\frac{10}{b_0/t_0}\right)b_1 \quad (3.27)$$

Figura 3.8 – Geometria da ligação
FONTE: ABNT, 2011

sendo γ_{a1} o fator de ponderação da resistência, e neste caso igual a 1,1

Considerando o efeito do carregamento axial da coluna deve-se multiplicar o momento resistente encontrado sem carregamento axial na coluna por k_m , de acordo com a formulação abaixo:

$$\text{Para } n < 0; k_m = 1,3(1+n) \quad (3.28)$$

$$\text{Para } n \geq 0; k_m = 1,0 \quad (3.29)$$

$$n = \sigma_{0,Sd} / f_{y0} \quad (3.30)$$

Sendo:

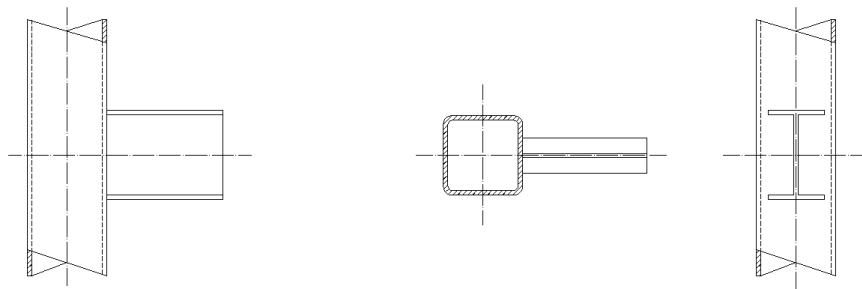
$\sigma_{0,sd}$ = tensão axial solicitante na coluna

Deve ser considerado sinal negativo para compressão e $0,5 \leq \beta \leq 1,0$

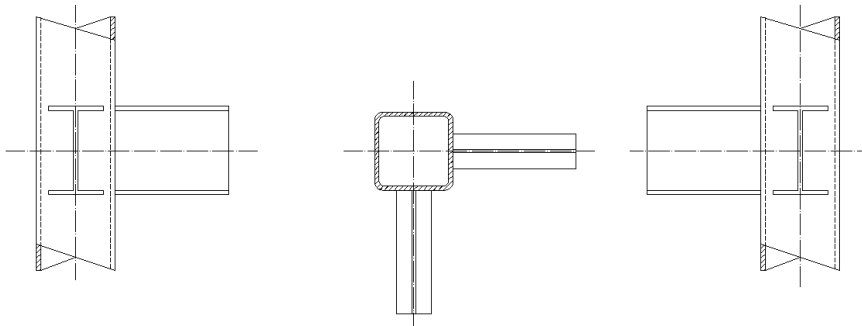
3.5) Configuração dos Modelos

A Figura 3.9 a seguir apresenta a configuração das ligações tomadas para estudo, bem como a configuração deformada da ligação após a aplicação dos carregamentos.

a) Uniplanar-RHS/I



b) Multiplanar-RHS/I



c) Configuração deformada

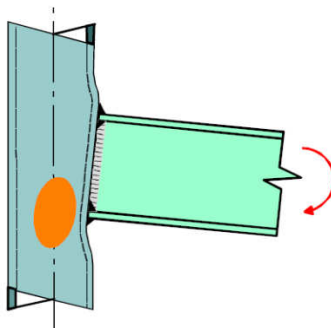
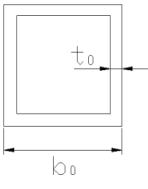
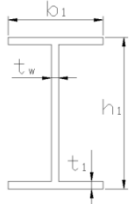
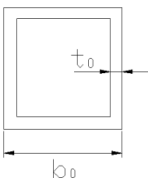
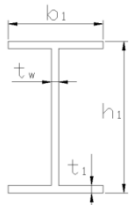


Figura 3.9 - Ligações entre viga de seção I e coluna tubular de seção quadrada em estudo

Os perfis relacionados a seguir foram estudados considerando as geometrias uniplanar e multiplanar, com e sem compressão axial na coluna. As dimensões dos perfis ligados estão apresentadas na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Dimensões dos perfis ligados

 Coluna	 Viga	Modelos uniplanares e multiplanares sem e com carga axial na coluna								
		Dimensões (mm)						Parâmetros adimensionais		
		b_0	t_0	b_1	h_1	t_1	t_w	β (b_1/b_0)	2γ (b_0/t_0)	η (h_1/b_0)
120x120	W200x15,0	120	6,3	100	200	5,2	4,3	0,83	19,05	2,53
	W250x17,9	120	6,3	101	251	5,3	4,8	0,83	19,05	2,09
	W310x21,0	120	6,3	101	303	5,7	5,1	0,83	19,05	1,67
130x130	W200x15,0	130	6,3	100	200	5,2	4,3	0,77	20,63	2,33
	W250x17,9	130	6,3	101	251	5,3	4,8	0,77	20,63	1,93
	W310x21,0	130	6,3	101	303	5,7	5,1	0,77	20,63	1,54
140x140	W200x15,0	140	6,3	100	200	5,2	4,3	0,71	22,22	2,16
	W250x17,9	140	6,3	101	251	5,3	4,8	0,71	22,22	1,79
	W310x21,0	140	6,3	101	303	5,7	5,1	0,71	22,22	1,43
160x160	W200x15,0	160	6,3	100	200	5,2	4,3	0,63	25,40	1,89
	W250x17,9	160	6,3	101	251	5,3	4,8	0,63	25,40	1,57
	W310x21,0	160	6,3	101	303	5,7	5,1	0,63	25,40	1,25
175x175	W200x15,0	175	6,3	100	200	5,2	4,3	0,57	27,78	1,73
	W250x17,9	175	6,3	101	251	5,3	4,8	0,57	27,78	1,43
	W310x21,0	175	6,3	101	303	5,7	5,1	0,57	27,78	1,14
 Coluna	 Viga	Modelos uniplanares sem carga axial na coluna								
		Dimensões (mm)						Parâmetros adimensionais		
		b_0	t_0	b_1	h_1	t_1	t_w	β (b_1/b_0)	2γ (b_0/t_0)	η (h_1/b_0)
140x140	W200x15,0	140	4,75	100	200	5,2	4,3	0,71	17,5	2,16
140x140	W200x15,0	140	8,0	100	200	5,2	4,3	0,71	29,47	2,16
175x175	W200x15,0	175	4,75	100	200	5,2	4,3	0,57	21,89	1,73
175x175	W200x15,0	175	8,0	100	200	5,2	4,3	0,57	36,84	1,73

DESCRIÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

4.1) Considerações Iniciais

Neste capítulo serão descritas as etapas realizadas no desenvolvimento dos modelos numéricos em elementos finitos, os quais permitiram a simulação do comportamento de ligações entre os perfis pré-selecionados, coluna tubular quadrada e viga de seção tipo I.

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

Muitos programas comerciais, tais como *PATRAN*, *FENGEN*, *ANSYS* e *ABAQUS/PRE*, têm a capacidade de geração de malhas complexas para as estruturas modeladas. Dexter (1996), em um estudo sobre ligações do tipo K, comparou vários programas e concluiu ser o *ANSYS* o mais flexível e de mais fácil utilização. Para a geração dos modelos computacionais analisados, nesse trabalho, utilizou-se o programa *ANSYS*, versão 11.0, (2007).

As análises numéricas foram realizadas a partir da simulação de atuação de cargas solicitantes para análise do comportamento estrutural e posterior classificação do tipo da ligação.

As principais etapas necessárias à construção e análise dos modelos numéricos consistem em:

- Definição da geometria;
- Escolha dos elementos finitos utilizados;
- Definição dos modelos constitutivos dos materiais envolvidos;
- Preparação da malha de elementos finitos;
- Definição das condições de contorno;
- Aplicação dos carregamentos na coluna e na viga.

De acordo com o roteiro acima apresentado, para a execução das etapas foi utilizada a linguagem conhecida como APDL (*Ansys Parametric Design Language*), o que tornou possível otimizar o fluxo de trabalho no desenvolvimento dos modelos numéricos.

Similarmente a qualquer linguagem de programação, a linguagem APDL possui recursos para a declaração de variáveis, execução de laços, decisões lógicas, atribuição de valores e realização de operações matemáticas.

A partir deste estudo foi possível reduzir significativamente o tempo dispendido em pré-processamento e facilitar o estudo paramétrico dos modelos.

4.2) Definição da Geometria dos Modelos

A partir das tabelas de perfis tubulares fabricados pela ZAMPROGNA (2007), foram selecionados perfis para os pilares e foram adotadas vigas laminadas GERDAU (2009), de modo a formarem modelos representativos de ligações usuais em estruturas metálicas. Como já exposto anteriormente, as colunas possuem seção transversal quadrada e as vigas possuem seção transversal I.

Os componentes das ligações foram desenhados com as dimensões externas reduzidas do valor da espessura do perfil, devido a modelagem no ANSYS tomar como base para espessura do elemento de casca a medida da linha média dos elementos. A Figura 4.1 a seguir apresenta a geometria dos modelos estudados.

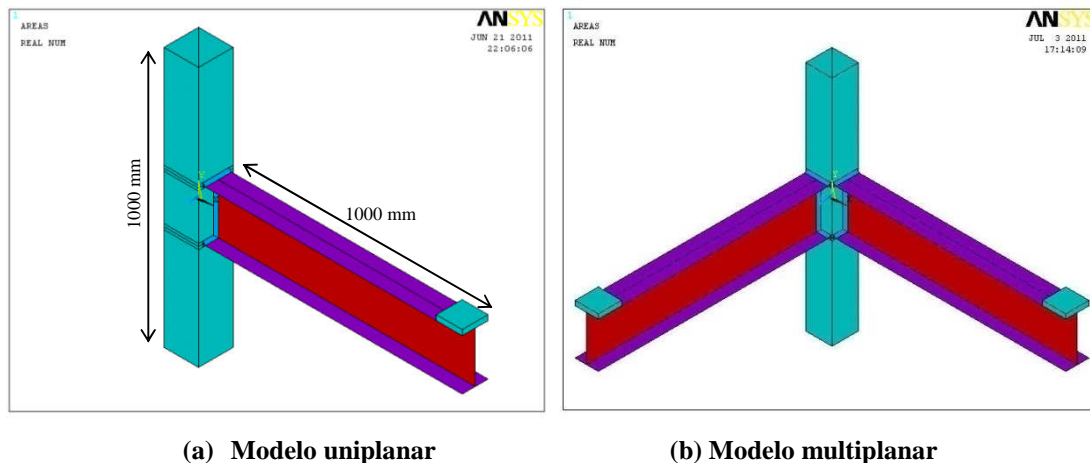


Figura 4.1 - Geometria dos modelos estudados
FONTE: ANSYS, 2007

O comprimento utilizado para as vigas e para as colunas foi de 1000 mm e as demais dimensões dos perfis utilizados já foram apresentadas no capítulo três.

4.3) Escolha dos elementos finitos

O programa ANSYS (2007) possui uma variedade de elementos que simulam o comportamento dos materiais componentes dos modelos. Os tipos de elementos finitos utilizados neste trabalho foram determinados a partir de premissas geométricas assumidas para o desenvolvimento do estudo e das considerações feitas na representação da ligação, visando sempre a busca de boa precisão dos resultados e otimização do esforço computacional nas análises numéricas.

Para a geração da malha em elementos finitos na coluna, na viga e na solda em estudo, foi utilizado o elemento *Shell 281*, o qual apresenta oito nós por elemento com seis graus de liberdade por nó, translações nas direções x, y e z e rotações em x, y e z (Figura 4.2). Este elemento é bastante utilizado para os modelos que possuem pequenas espessuras, pois permite boa adaptação aos contornos dos perfis e baixo esforço computacional.

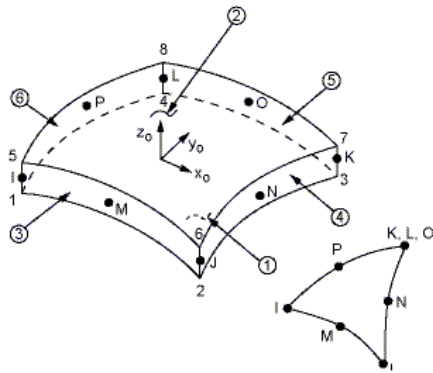


Figura 4.2 - Geometria do elemento de casca Shell 281
FONTE: ANSYS, 2007

Para a geração da malha em elementos finitos na chapa de aplicação da carga no modelo, foi utilizado o elemento *Solid 45*, o qual apresenta oito nós por elemento com três graus de liberdade por nó, translações nas direções x , y e z (Figura 4.3). Este elemento foi utilizado para compor a chapa pois esta é utilizada apenas como elemento de apoio para aplicação de cargas nas vigas, visando eliminar o efeito localizado da carga centralizada na extremidade da viga, não sendo portanto o foco das análises realizadas neste estudo.

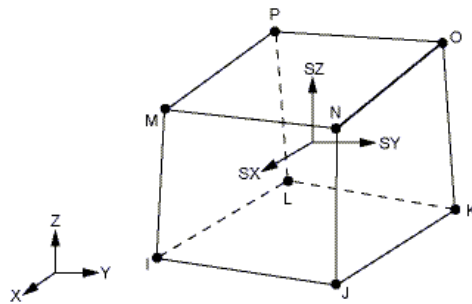


Figura 4.3 - Geometria do elemento sólido Solid 45
FONTE: ANSYS, 2007

4.4) Definição dos modelos constitutivos dos materiais envolvidos

Foi utilizado o mesmo tipo de material para todos os componentes dos modelos estudados (coluna, viga, solda e chapa de aplicação da carga), o aço A 572, grau 50. Na

análise numérica, a representação dos modelos constitutivos foi feita por meio de material com relação tensão x deformação não linear, com diagrama bi-linear (Figura 4.4) e com as seguintes características:

- Módulo de elasticidade do aço, $E = 200000$ MPa;
- Resistência ao escoamento do aço, $f_y = 345$ MPa;
- Coeficiente de Poisson, $\nu = 0,3$;
- Resistência última do aço, $f_u = 450$ MPa.

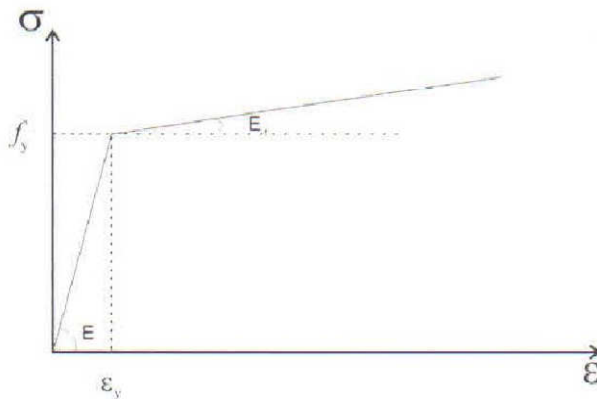


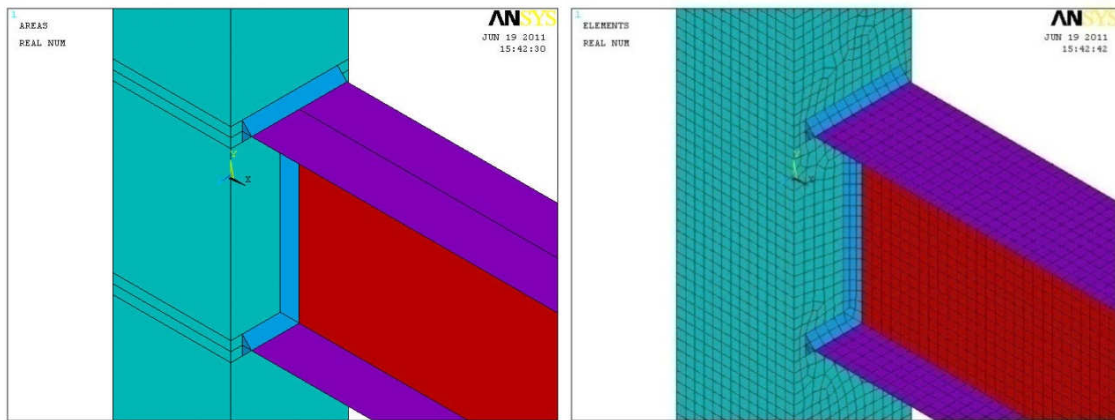
Figura 4.4 –Diagrama tensão x deformação bi-linear

4.5) Construção da malha de elementos finitos

Alguns cuidados foram tomados durante a modelagem das estruturas para que a malha de elementos finitos criada fosse compartilhada entre os membros da ligação. No local de contato da solda com a viga e com a coluna, a viga e a coluna possuem cortes para a exata superposição dos elementos finitos. Este detalhamento é importante para que o comando de acoplamento dos nós coincidentes seja executado, garantindo assim a união entre as peças e a transmissão dos esforços entre os elementos ligados.

A Figura 4.5 e a Figura 4.66 a seguir apresentam modelos estudados que utilizaram a coluna de 130x130x6,3 mm e viga W200x15, com as geometrias uniplanar

e multiplanar, divididos em áreas e com a malha de elementos finitos aplicada, evidenciando o compartilhamento da mesma.

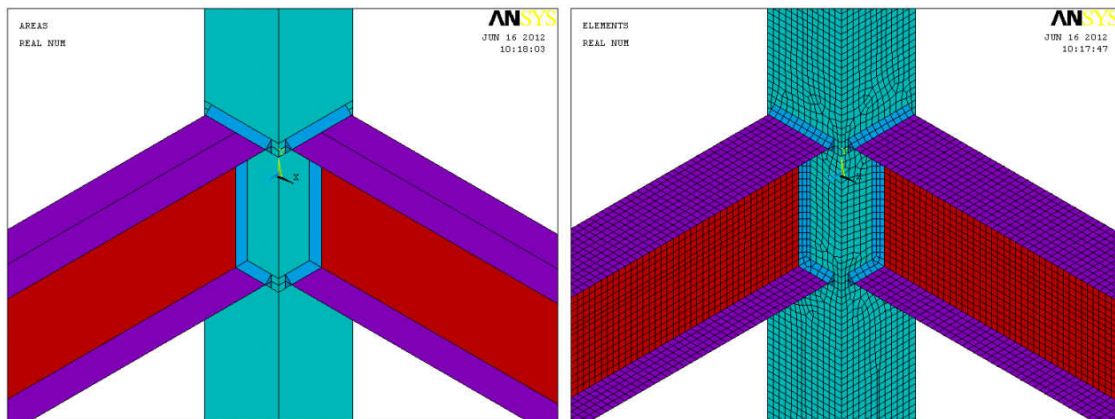


(a) Modelo dividido em áreas

(b) Modelo dividido em elementos

Figura 4.5 - Modelo uniplanar

FONTE: ANSYS, 2007



(a) Modelo dividido em áreas

(b) Modelo dividido em elementos

Figura 4.6 - Modelo multiplanar

FONTE: ANSYS, 2007

4.6) Aplicação das condições de contorno

Para os modelos sem carregamento axial no pilar, foram restringidos todos os graus de liberdade dos nós situados nas seções inferior e superior da extremidade da coluna, impedindo assim os deslocamentos e as rotações nas direções dos eixos x, y e z. Já nos modelos com carregamento axial no pilar foram restringidos todos os graus de liberdade dos nós situados na seção inferior e nos nós situados na seção superior foram restringidos os deslocamentos em x e z, e as rotações em x, y e z. A Figura 4.7

apresenta a extremidade superior da coluna com os nós restringidos nas três direções, x, y e z.

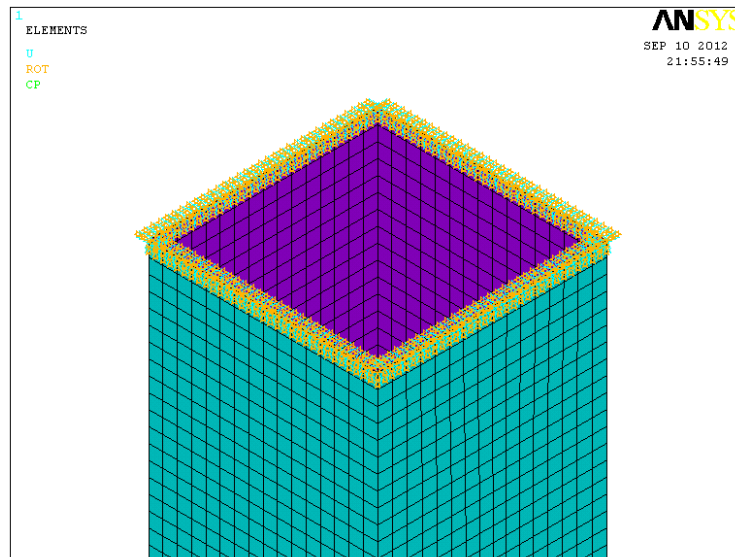


Figura 4.7 - Condições de Contorno da seção superior da coluna: Engaste
FONTE: ANSYS, 2007

4.7) Aplicação dos carregamentos

Foram consideradas duas situações distintas de carregamento, os modelos com e sem aplicação de carregamento axial na coluna.

A aplicação do carregamento foi feito basicamente em duas etapas. Na primeira etapa foi aplicada uma carga axial na coluna, na segunda foi aplicado o carregamento da viga em pequenos passos de carga até que fossem atingidos os estados limites últimos da ligação.

4.7.1) Compressão Axial na Coluna

Para os modelos com carregamento axial na coluna, foi realizado o acoplamento dos nós da extremidade superior da mesma e em seguida aplicou-se uma carga de compressão em um dos nós, sendo este efeito distribuídos aos demais. A carga de compressão é diretamente proporcional à capacidade resistente da coluna, não sendo ultrapassado o valor da tensão de escoamento do material constituinte da mesma.

Como exposto anteriormente, nesta situação os nós da seção inferior são engastados e os nós da seção superior foram liberados para deslocar em relação ao eixo y (direção vertical).

A Figura 4.8 a seguir mostra a aplicação do carregamento axial na extremidade superior da na coluna.

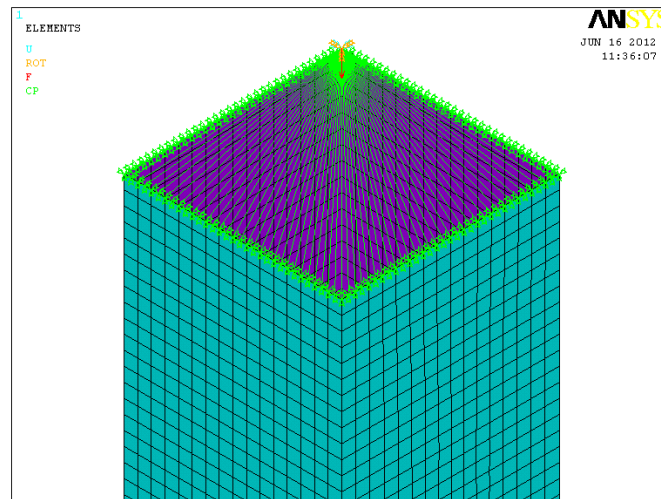


Figura 4.8 - Aplicação do carregamento axial na coluna
FONTE: ANSYS, 2012

4.7.2) Carregamento na Viga

Para simulação do comportamento da ligação é necessário solicitar a viga de modo a gerar flexão na mesma, induzindo assim a rotação da ligação. A solicitação foi feita por meio de aplicação de carregamento na direção vertical. Tal carregamento foi aplicado na chapa acoplada na extremidade da viga.

O carregamento é aplicado em pequenos incrementos até o nível em que não ocorre mais a convergência do processamento do modelo. Neste estágio de solicitação, a não convergência caracteriza a existência de regiões em que o aço atingiu o limite de plastificação. Esta divisão da aplicação do carregamento em pequenos passos permite que após o processamento dos modelos seja possível compor os diagramas Momento x Rotação para as devidas análises.

A Figura 4.9 a seguir mostra a aplicação de carregamento na extremidade da viga. O carregamento aplicado tende a flexionar o modelo até que seja atingido o momento fletor resistente da ligação.

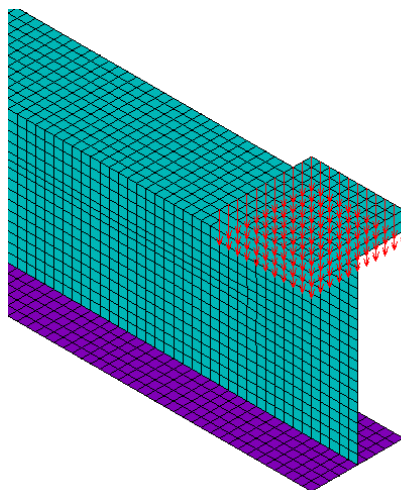


Figura 4.9 - Aplicação de carregamento na viga
FONTE: ANSYS, 2007

4.8) Plastificação do modelo e momento resistente

Após aplicação dos carregamentos, os pontos de plastificação dos modelos podem ser visualizados a partir da plotagem dos resultados pela distribuição das tensões de von Mises, sendo o nível de tensões diferenciado através de uma escala de cores. A Figura 4.10 e a Figura 4.11 apresentam a distribuição de tensões para o modelo com a coluna de 130x130x6,3 mm e a viga W200x15 em estudo.

Pode-se observar no detalhe a concentração das tensões na região de encontro das mesas superior e inferior com a face da coluna. Este comportamento configurou a plastificação da face da coluna. Para os demais modelos a evolução das tensões será apresentada no capítulo seguinte.

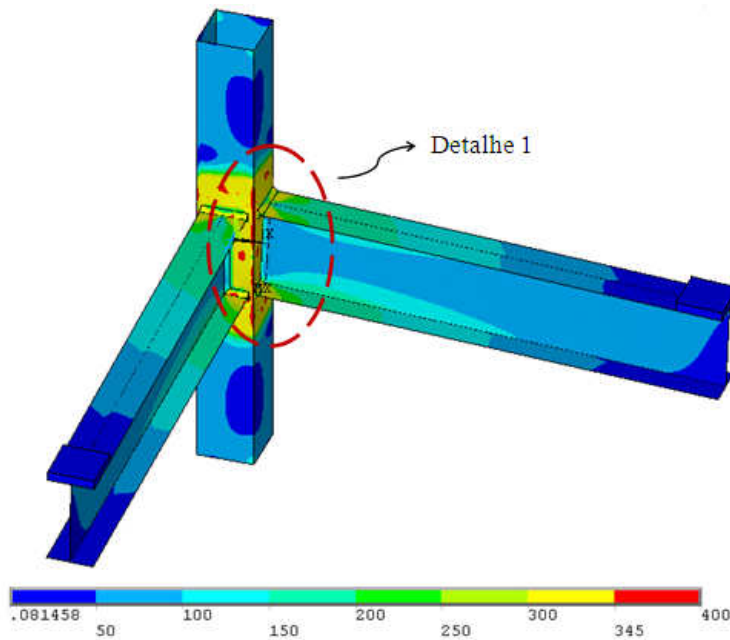


Figura 4.10 - Distribuição das tensões de von Mises no modelo
FONTE: ANSYS, 2011

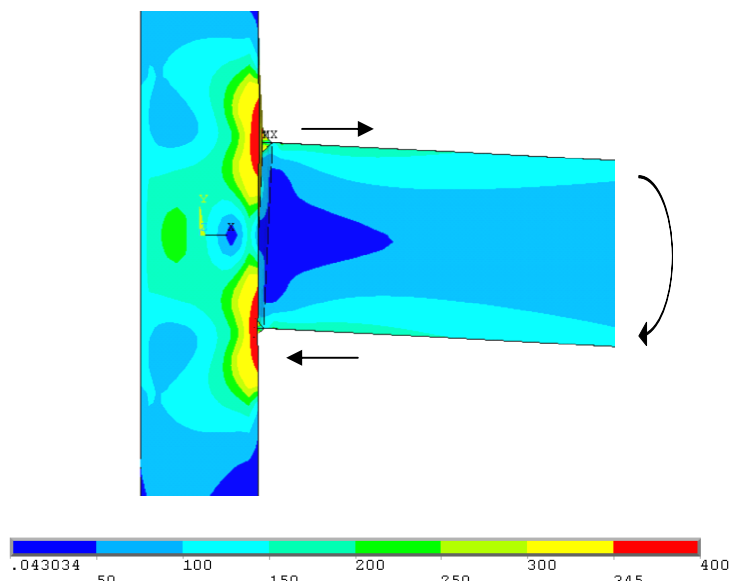


Figura 4.11 – Detalhe 1: Concentração das tensões na face da coluna (kN/mm²)
FONTE: ANSYS, 2011

De acordo com os estudos de Lu (1997), o momento resistente das ligações deve ser tomado quando a deformação do modelo numérico atingir 3% da largura da coluna (b_0). Esta deformação limite ocorre na interseção das mesas superior e inferior da viga

com a face da coluna conforme apresentado na Figura 4.12, ou seja, a região com maior concentração de tensões.

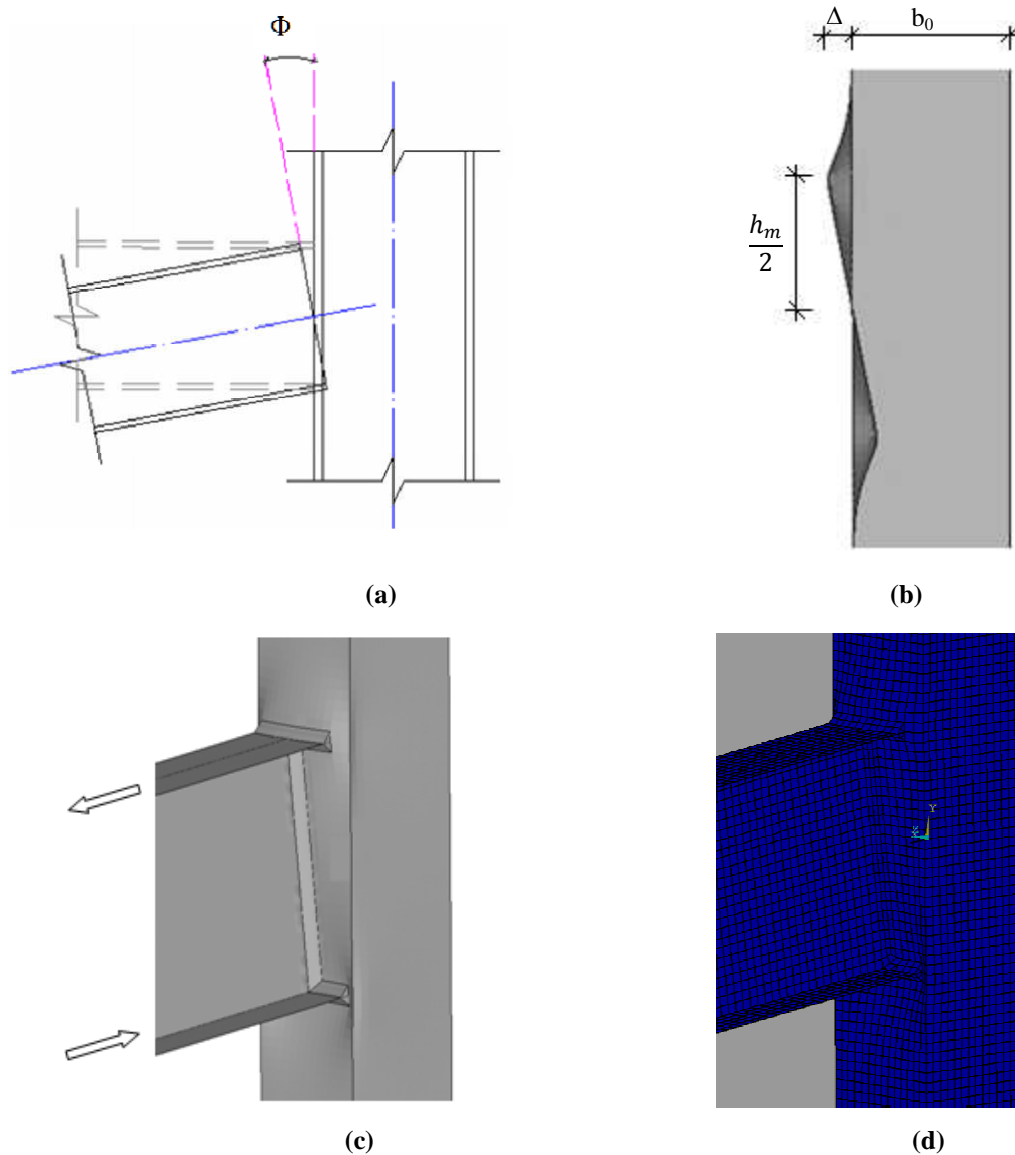


Figura 4.12 – Movimentação da face da coluna: (a) Deformação limite; (b) Corte longitudinal à coluna; (c) Modelo deformado; (d) Malha de elementos deformada

Nas curvas Momento x Rotação, a deformação limite (Φ) será plotada considerando que a deformação causada pela mesa superior e pela mesa inferior da viga são iguais, podendo ser determinada conforme a Equação 4.1 apresentada a seguir:

$$\Phi = \frac{\Delta}{\frac{h_m}{2}} \quad 4.1$$

onde Φ , Δ e $h_m/2$ estão representados na Figura 4.11 (a) e (b).

As seguintes considerações devem ser observadas para a definição do momento resistente numérico das ligações (Lu, Winkel, Yu & Wardenier, 1994):

- Quando a relação entre o momento resistente numérico correspondente a deformação de $3\%b_0$ e o momento resistente numérico correspondente a deformação de $1\%b_0$ for menor que 1,5, o momento resistente da ligação deverá ser o correspondente a deformação de $3\%b_0$ que é considerado o limite último da ligação.
- Nas ligações onde o momento máximo é obtido antes da deformação limite de $3\%b_0$, o momento máximo atingido é tomado como o resistente da ligação.
- Nas ligações onde o momento máximo é obtido após a deformação limite de $3\%b_0$, o momento resistente é o que corresponde a esta deformação limite.

APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

5.1) Considerações Iniciais

Serão apresentados neste capítulo os resultados obtidos a partir da modelagem numérica dos modelos propostos. Em busca da objetividade na apresentação destes resultados, serão relacionados os que foram considerados mais representativos de modo a facilitar a análise das ligações.

Quando necessário, os resultados teóricos utilizados para o dimensionamento dos modelos serão apresentados juntos aos numéricos para comparações pertinentes. De maneira geral, os resultados encontrados foram satisfatórios quando comparados aos estudos apresentados nos capítulo 2 e 3.

5.2) Influência da solda

Para avaliar a influência da solda no comportamento da ligação primeiramente foram modeladas as ligações sem o uso da solda e em seguida foi feita a implementação desta. Foi utilizada solda de filete considerando que a perna do filete seja de $1,5t_0$ (ABNT/PN 02 125.03-004, 2011). Para efeitos de comparação, foram gerados gráficos que permitem melhor visualização dos resultados. Em seguida é apresentada uma tabela com os valores obtidos para o momento resistente e a rigidez inicial das ligações.

A Figura 5.1 apresenta o traçado das curvas $Mx\Phi$ para os modelos de ligações entre colunas de 6,3 mm de espessura e a viga W200x15 com e sem a consideração da solda. Nesta primeira análise apenas a largura da coluna foi modificada e a geometria considerada foi a uniplanar.

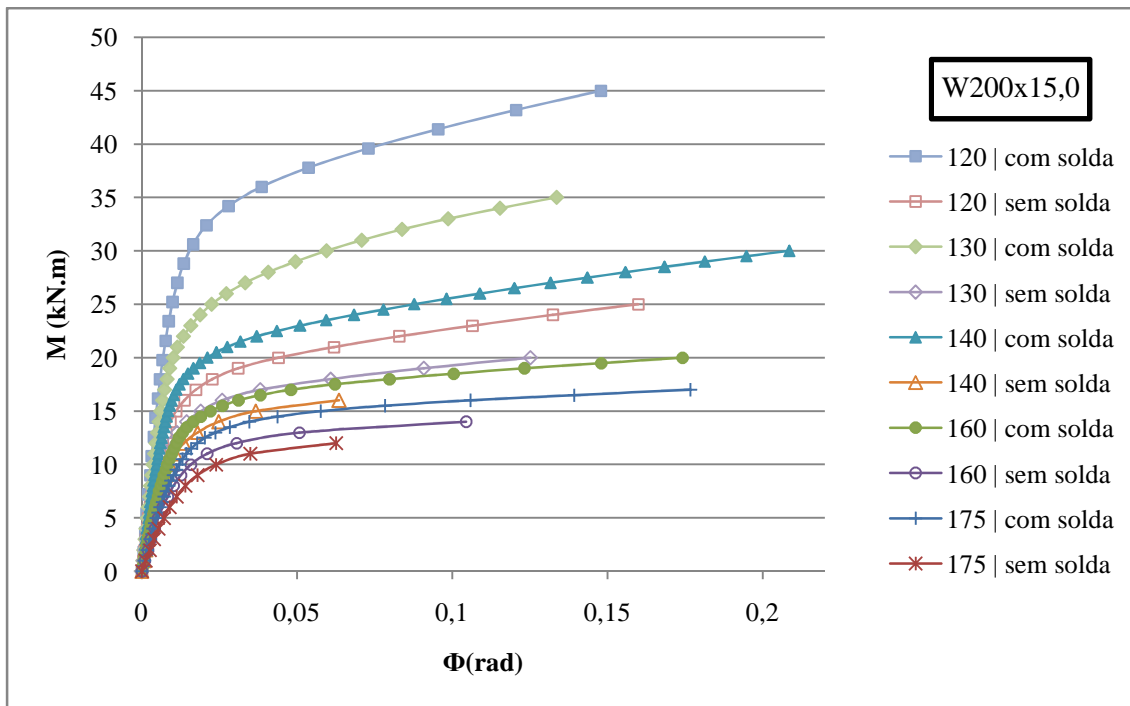


Figura 5.1 – Influência da modelagem da solda: Modelos uniplanares com a viga W200x15,0

Para a determinação do momento resistente das ligações através da modelagem numérica, foram traçados no Figura 5.2 os valores das deformações limite de acordo com os estudos realizados por Lu (1997) e por Lu, Winkel, Yu & Wardenier (1994). Após o cálculo da relação entre o momento numérico correspondente a deformação de $3\%b_0$ e o momento numérico correspondente a deformação de $1\%b_0$ foi possível definir o valor do momento resistente numérico da ligação conforme o critério de plastificação apresentado anteriormente.

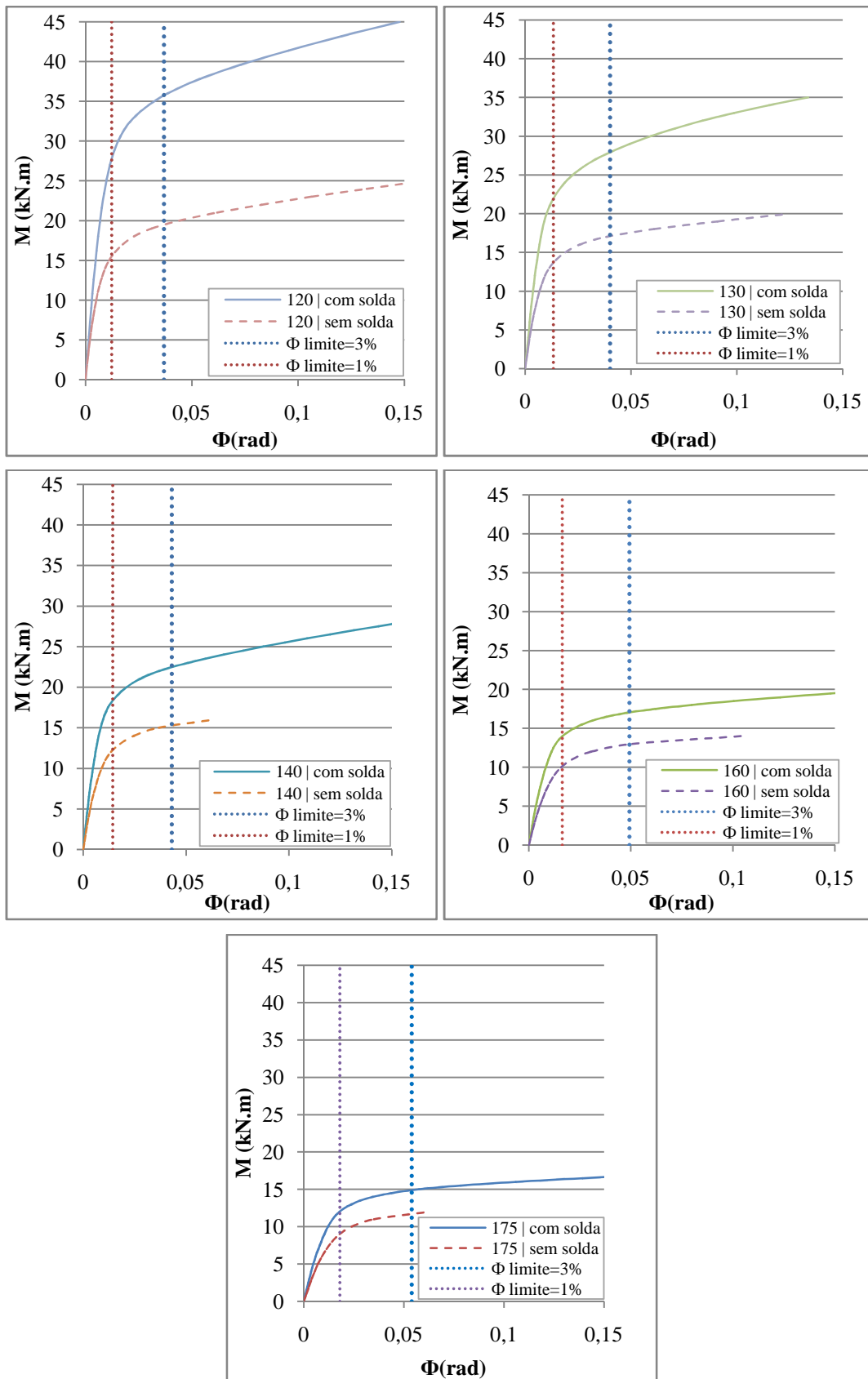


Figura 5.2 – Gráficos de deformações limite para determinação do momento resistente

A Tabela 5.1 apresenta os momentos resistentes numéricos e teóricos segundo Lu (1997), CIDECT (2010) e ABNT/PN 02 125.03-004, (2011). A partir do cálculo da rigidez inicial foi possível classificar as ligações segundo os limites previstos pelo guia CIDECT (2010). É possível observar que os modelos com solda apresentaram expressivo ganho de resistência. Nesta situação, o cordão de solda aumenta a área de transferência dos esforços da viga para a coluna.

Tabela 5.1 – Comparação dos resultados numéricos e teóricos para o momento resistente: Ligações uniplanares sem carga axial na coluna

Coluna	Viga W200x15	$M_{1,Rd}^{Lu}$ (kN.m)	$M_{1,Rd}^{CIDECT}$ (kN.m)	$M_{num}^{1\%b_0}$ (kN.m) (A)	$M_{num}^{3\%b_0}$ (kN.m) (B)	$\frac{B}{A}$	$M_{1,Rd}^{ABNT}$ (kN.m)*	$\frac{M_{num}^{3\%b_0}}{M_{1,Rd}^{Lu}}$	$\frac{M_{num}^{3\%b_0}}{M_{1,Rd}^{CIDECT}}$	Rigidez Inicial (kN.m/rad)
120x6,3 $\beta=0,83$ $2\gamma=19,05$	Com solda	23,1	26,1	28,0	35,8	1,3	29,3	1,5	1,4	3350
	Sem solda			15,5	19,2	1,2		0,8	0,7	2300
130x6,3 $\beta=0,77$ $2\gamma=20,63$	Com solda	19,9	22,2	22,0	27,9	1,3	27,3	1,4	1,3	2625
	Sem solda			13,8	17,1	1,2		0,9	0,8	1875
140x6,3 $\beta=0,71$ $2\gamma=22,22$	Com solda	17,9	20,0	18,4	22,5	1,2	25,5	1,3	1,1	2250
	Sem solda			12,3	15,2	1,2		0,8	0,8	1500
160x6,3 $\beta=0,63$ $2\gamma=25,40$	Com solda	15,1	17,4	14,1	16,9	1,2	22,6	1,1	1,0	1500
	Sem solda			10,2	13,0	1,3		0,9	0,7	900
175x6,3 $\beta=0,57$ $2\gamma=27,78$	Com solda	13,8	16,3	12,0	14,8	1,2	20,9	1,1	0,9	1100
	Sem solda			8,8	11,7	1,3		0,8	0,7	715

*Modo de falha: Puncionamento da face da coluna.
 $M_{1,Rd}^{Lu}$ - Momento resistente segundo Lu (1997)
 $M_{1,Rd}^{CIDECT}$ - Momento resistente segundo o guia CIDECT (2010)
 $M_{num}^{1\%b_0}$ - Momento numérico para $\Delta=1\%b_0$
 $M_{num}^{3\%b_0}$ - Momento numérico para $\Delta=3\%b_0$
 $M_{1,Rd}^{ABNT}$ - Momento resistente segundo a ABNT/PN 02 125.03-004 (2011)

Observa-se que o modo de falha da ABNT/PN 02 125.03-004 (2011) é o puncionamento da face da coluna, sendo o modo de falha predominante a plastificação da face da coluna. Os demais resultados apresentados foram obtidos a partir de análises que consideraram a modelagem da solda, visto que o incremento deste componente alterou significativamente os resultados. Isso contribui positivamente para aproximar os resultados dos modelos numéricos dos resultados teóricos. Como a relação entre o momento numérico correspondente a deformação de $3\%b_0$ e o momento numérico

correspondente a deformação de $1\%b_0$ foi menor que 1,5, o momento resistente numérico da ligação é o que corresponde a deformação de $3\%b_0$.

Ressalta-se que colunas de menor largura possuem paredes mais próximas que contribuem mais efetivamente na resistência aos esforços aplicados, permitindo menores rotações. Já nas colunas com larguras maiores a parede frontal tende a trabalhar mais isolada ocasionando uma maior rotação.

Lu (1997) considera aceitável a deformação limite de 3% da largura da coluna sendo este valor elevado para as colunas da tipologia em estudo (perfis menores onde há maior contribuição das paredes laterais). Para efeito comparativo foram apresentados na Figura 5.3 os resultados obtidos nas análises numéricas dos modelos uniplanares deste trabalho e dos modelos de Lu (1997), relacionando os momentos resistentes das ligações e a relação entre a inércia da viga e a inércia da coluna, as quais influenciam diretamente na rigidez e na resistência dos modelos.

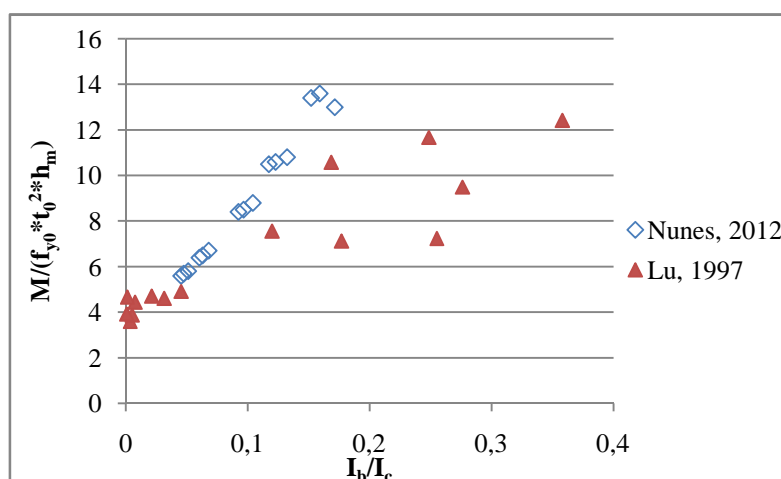


Figura 5.3 - Relação entre momento resistente e inércias dos perfis

Pode-se perceber que os modelos analisados neste trabalho estão num intervalo de relação entre as inércias da viga e da coluna pouco estudado por Lu (1997). A seguir na Figura 5.4 serão apresentados os gráficos com as curvas Momento x Rotação para os modelos que utilizaram as cinco colunas de 6,3 mm de espessura e as vigas W200x15,0; W250x17,9 e W310x21,0. Também serão plotados os valores correspondentes a deformação de 1% e 3% de b_0 .

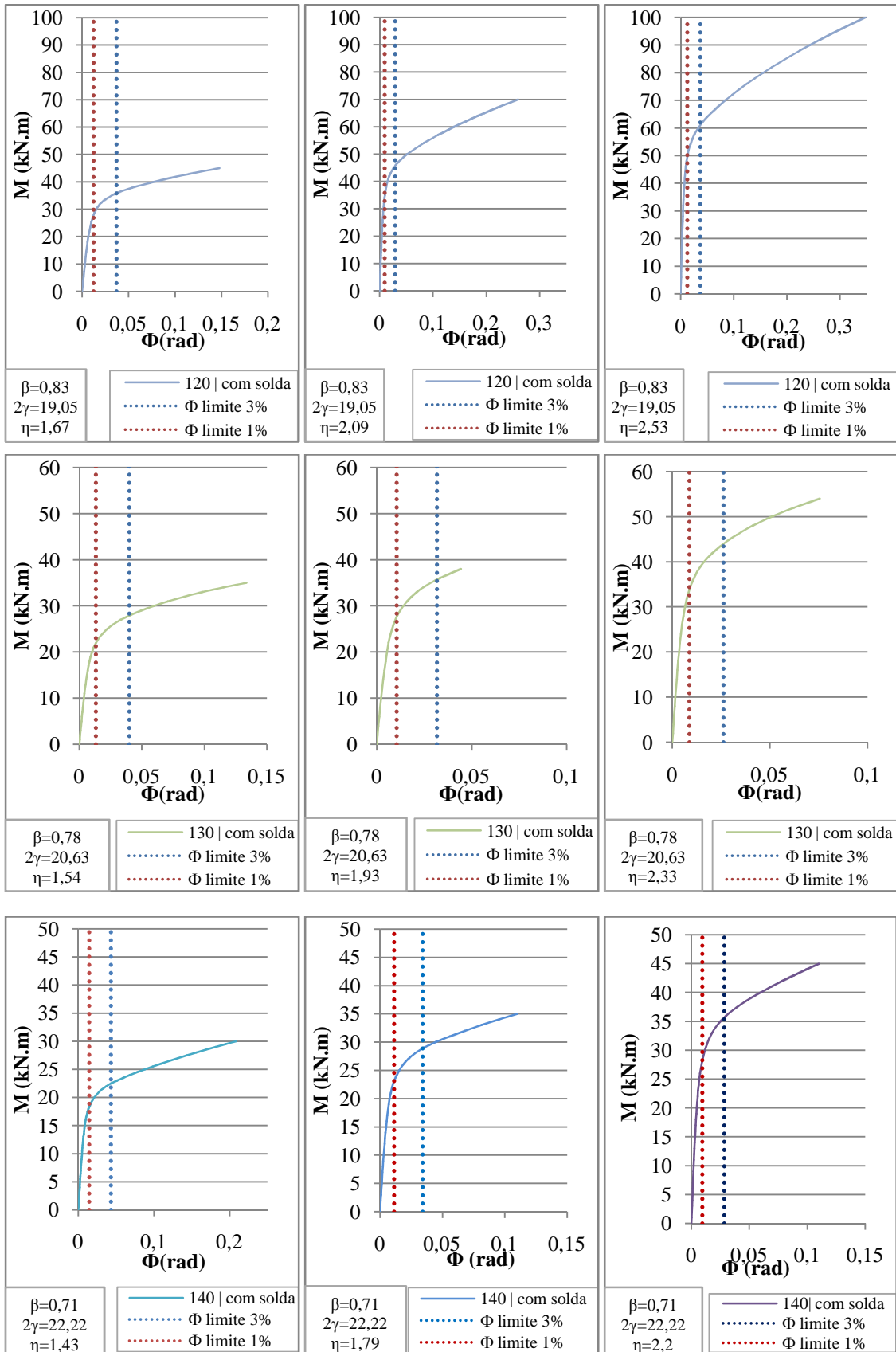


Figura 5.4 - Gráfico MxΦ: Modelos uniplanares sem carregamento axial na coluna

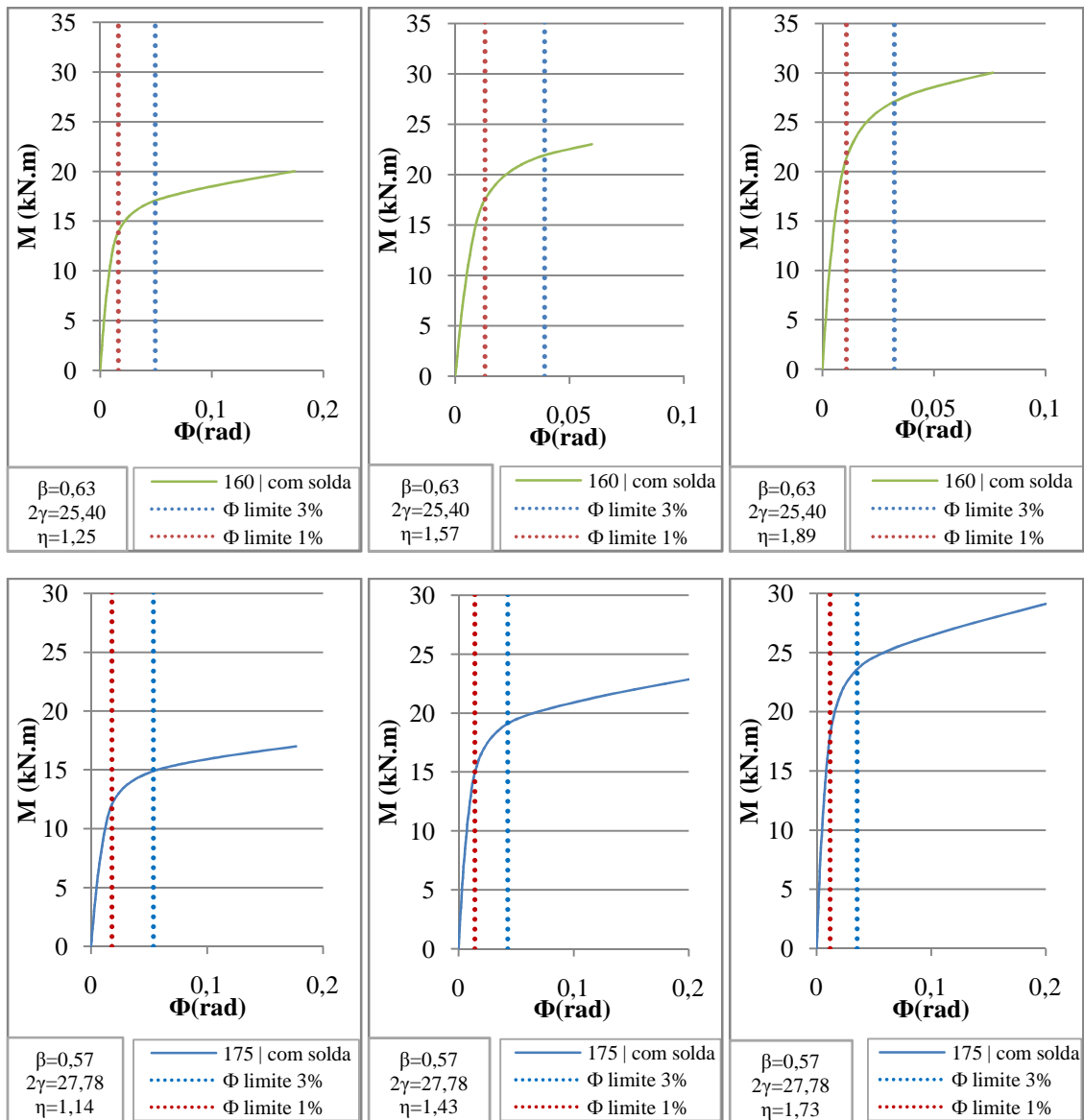


Figura 5.4 - Gráfico $M \times \Phi$: Modelos uniplanares sem carregamento axial na coluna - Continuação

Os valores dos momentos resistentes numéricos e teóricos encontrados são apresentados na Tabela 5.2 a seguir.

Tabela 5.2 – Comparação dos resultados numéricos e teóricos para o momento resistente: Modelos uniplanares sem carregamento axial na coluna

Coluna	Viga W200x15	$M_{1,Rd}^{Lu}$ (kN.m)	$M_{1,Rd}^{CIDECT}$ (kN.m)	$M_{num}^{1\%b_0}$ (kN.m) (A)	$M_{num}^{3\%b_0}$ (kN.m) (B)	$\frac{B}{A}$	$M_{1,Rd}^{ABNT}$ (kN.m)*	$\frac{M_{num}^{3\%b_0}}{M_{1,Rd}^{Lu}}$	$\frac{M_{num}^{3\%b_0}}{M_{1,Rd}^{CIDECT}}$	Rigidez Inicial (kN.m/rad)
120x6,3 $\beta=0,83$ $2\gamma=19,05$	W200x15,0	23,1	26,1	28,0	35,8	1,3	29,3	1,5	1,4	3350
	W250x17,9	29,8	33,8	34,3	45,9	1,3	37,4	1,5	1,4	4600
	W310x21,0	36,0	40,9	44,5	57,0	1,3	45,5	1,6	1,4	6100
130x6,3 $\beta=0,77$ $2\gamma=20,63$	W200x15,0	19,9	22,2	22,0	27,9	1,3	27,3	1,4	1,3	2625
	W250x17,9	25,6	28,5	27,5	35,5	1,3	34,8	1,4	1,2	4125
	W310x21,0	31,0	34,5	34,0	44,0	1,3	42,4	1,4	1,3	5350
140x6,3 $\beta=0,71$ $2\gamma=22,22$	W200x15,0	17,9	20,0	18,4	22,5	1,2	25,5	1,3	1,1	2250
	W250x17,9	22,8	25,5	23,0	29,0	1,3	32,5	1,3	1,1	3100
	W310x21,0	27,6	30,9	28,3	35,6	1,3	39,7	1,3	1,2	4750
160x6,3 $\beta=0,63$ $2\gamma=25,40$	W200x15,0	15,1	17,4	14,1	16,9	1,2	22,6	1,1	1,0	1500
	W250x17,9	19,3	22,2	16,5	22,0	1,3	28,9	1,1	1,0	2200
	W310x21,0	23,3	26,8	22,2	27,0	1,2	35,3	1,2	1,0	3250
175x6,3 $\beta=0,57$ $2\gamma=27,78$	W200x15,0	13,8	16,3	12,0	14,8	1,2	20,9	1,1	0,9	1100
	W250x17,9	17,6	20,7	15,5	19,2	1,2	26,7	1,1	0,9	1875
	W310x21,0	21,2	25,0	17,0	23,6	1,4	32,6	1,1	0,9	2300

*Modo de falha: Puncionamento da face da coluna.
 $M_{1,Rd}^{Lu}$ - Momento resistente segundo Lu (1997)
 $M_{1,Rd}^{CIDECT}$ - Momento resistente segundo o guia CIDECT (2010)
 $M_{num}^{1\%b_0}$ - Momento numérico para $\Delta = 1\% b_0$
 $M_{num}^{3\%b_0}$ - Momento numérico para $\Delta = 3\% b_0$
 $M_{1,Rd}^{ABNT}$ - Momento resistente segundo a ABNT/PN 02 125.03-004 (2011)

Como a relação entre o momento numérico correspondente a deformação de $3\% b_0$ e o momento numérico correspondente a deformação de $1\% b_0$ foi menor que 1,5, o momento resistente numérico da ligação é o que corresponde a deformação de $3\% b_0$.

Será apresentada na Figura 5.5 uma comparação, a partir dos parâmetros β e 2γ , entre os resultados numéricos apresentados na Figura 5.4 e relacionados na Tabela 5.2 que consideraram que a deformação limite seja de $3\%b_0$ e que o modo de falha ocorrido foi a plastificação da face da coluna. Como o Eurocode 3 (2005) e a ABNT (2011) não prevêem este modo de falha, os resultados obtidos de suas formulações foram apresentados nas tabelas, porém estes não foram comparados graficamente com os resultados de Lu (1997) e do CIDECT (2010).

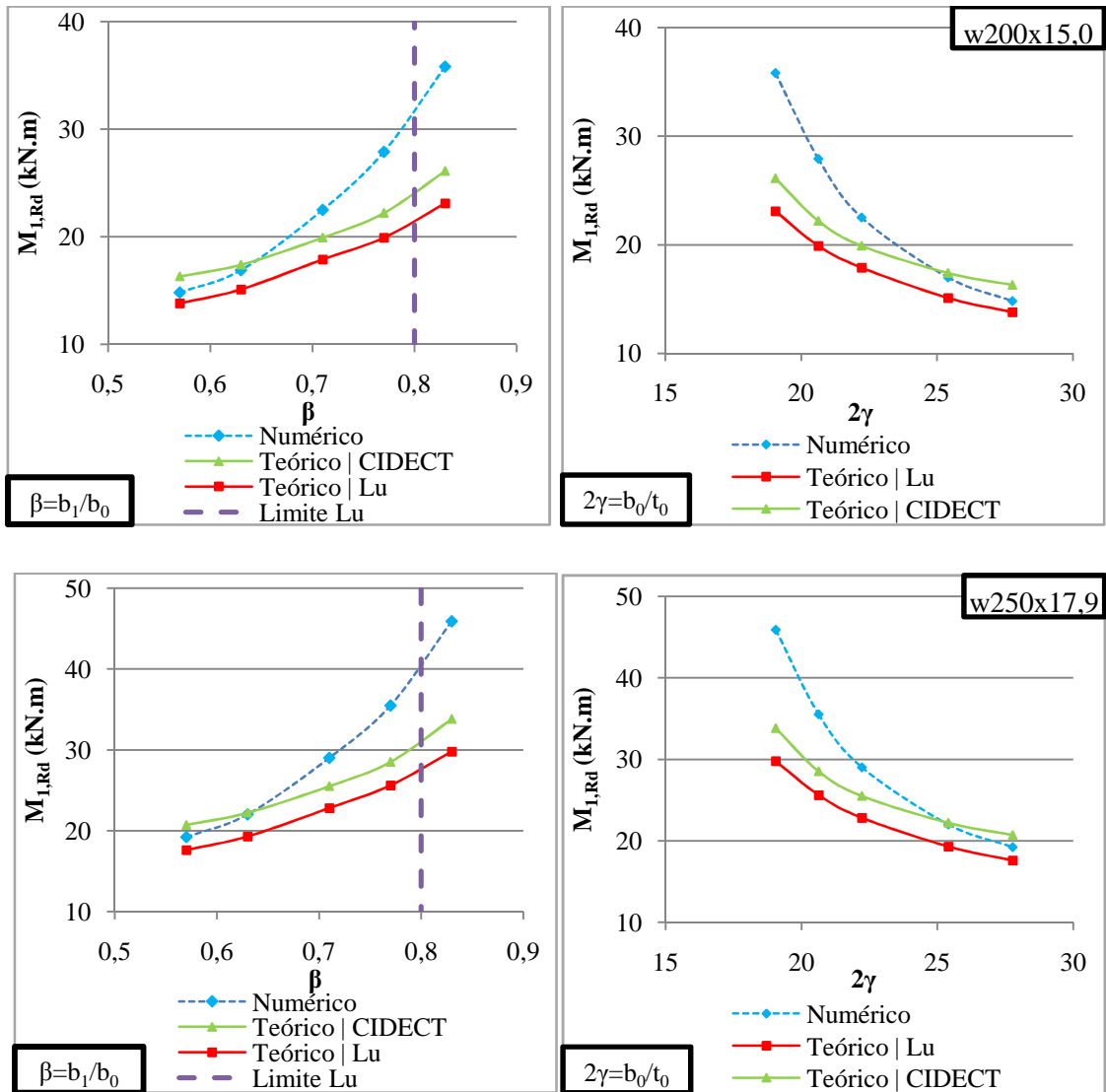


Figura 5.5 - Comparação dos momentos resistentes encontrados considerando Δ limite=3% b_0

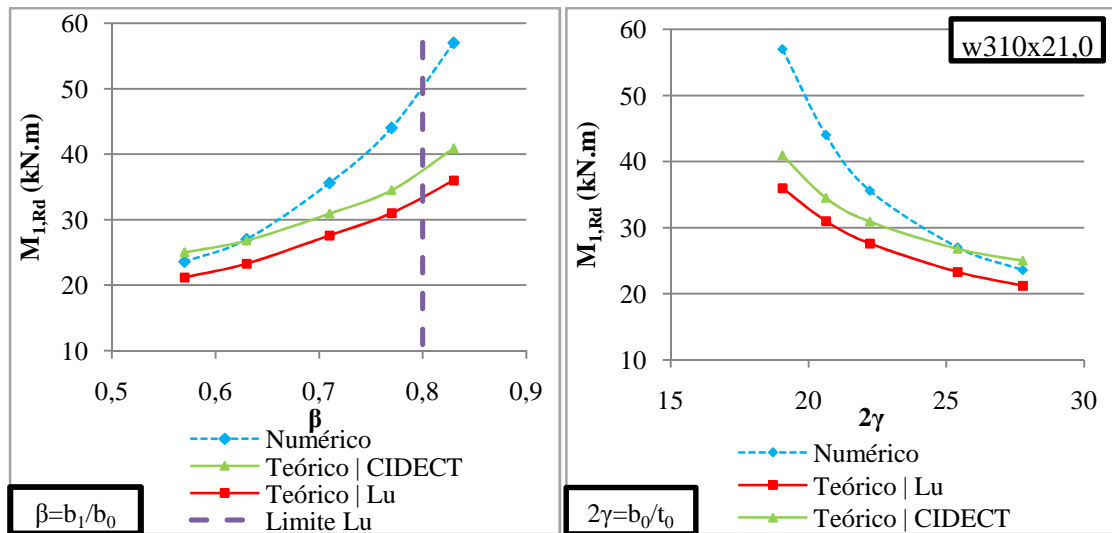


Figura 5.5 - Comparação dos momentos resistentes encontrados considerando Δ limite=3% b_0
 Continuação

Foi verificada uma maior dispersão dos resultados encontrados para os modelos com maiores valores de β e menores valores de 2γ (colunas de 130 e 120 mm de largura). Este comportamento reforça o limite estabelecido nos trabalhos de Lu (1997), que $\beta < 0,8$ para validade das formulações.

Os limites para classificação das ligações como rígida, semi-rígida ou rótula, dependem das características geométricas da viga e do tipo do aço utilizado, sendo que para a viga W200x15 adotada, o limite inferior é de 87 kNm/rad e o limite superior é de 4.350 kNm/rad. Para a viga W250x17,9 o limite inferior é de 91 kNm/rad e o limite superior é de 4.550 kNm/rad. Já para a viga W310x21,0 o limite inferior é de 98 kNm/rad e o limite superior é de 4.900 kNm/rad. Como base nesses limite as ligações foram classificadas conforme apresentado na Tabela 5.3 a seguir.

Tabela 5.3 – Classificação das ligações

Coluna Viga	120x6,3	130x6,3	140x6,3	160x6,3	175x6,3
W200x15,0	Semi-rígida	Semi-rígida	Semi-rígida	Semi-rígida	Semi-rígida
W250x17,9	Rígida	Semi-rígida	Semi-rígida	Semi-rígida	Semi-rígida
W310x21,0	Rígida	Rígida	Semi-rígida	Semi-rígida	Semi-rígida

O modo de falha ocorrido foi a plastificação da parede frontal da coluna, pois o momento de plastificação da viga e os momentos para os demais modos de falha da coluna não foram alcançados por nenhum dos modelos em estudo. O valor do momento de plastificação da viga foi calculado a partir da multiplicação do módulo plástico da mesma pela resistência ao escoamento do aço utilizado.

5.3) Influência dos parâmetros β e 2γ

Para a análise da influência de β e de 2γ na resistência das ligações foram analisados modelos com colunas RHS de 6,3 mm de espessura e a viga W200x15,0. A largura da coluna foi alterada para que houvesse a variação dos parâmetros em estudo. Como dito anteriormente, os resultados apresentados fizeram a consideração da solda durante os estudos numéricos.

A Figura 5.6 abaixo apresenta o traçado das curvas $M \times \Phi$ para os modelos de geometria uniplanar com diferentes valores de β e de 2γ .

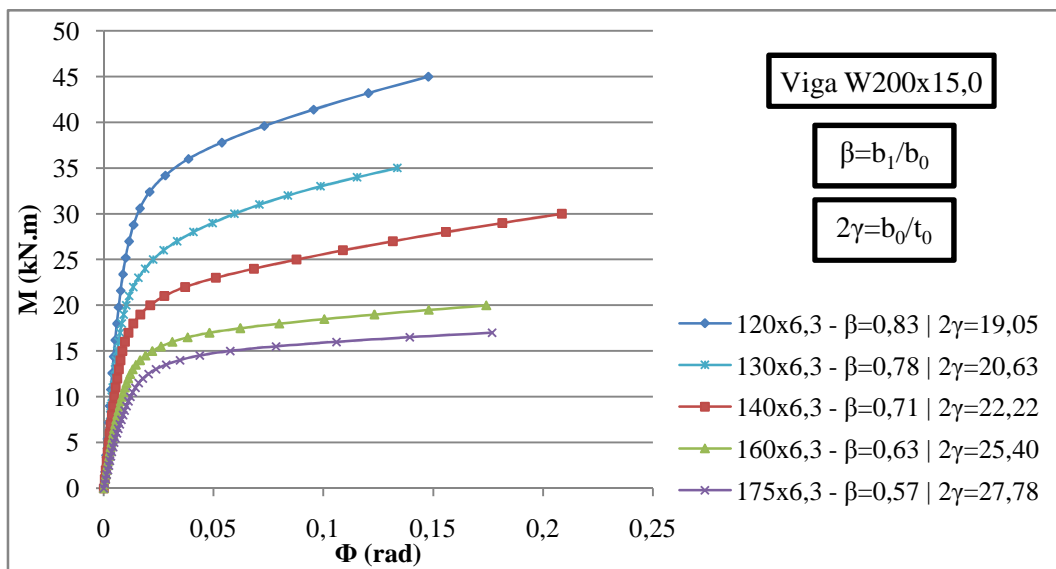


Figura 5.6 - Influência dos parâmetros β e 2γ no momento resistente das ligações

De acordo com o traçado das curvas apresentadas, observa-se que quanto maior o valor do parâmetro β , maior é o momento resistente da ligação. As colunas de menor largura geram maiores valores de β , sendo portanto mais resistentes. Este fato pode ser explicado pelo aumento da proximidade entre as paredes do tubo fazendo que a

contribuição das paredes laterais na resistência da coluna seja mais significativa. Na medida em que a largura aumenta a contribuição das paredes laterais vai diminuindo, havendo assim a concentração dos esforços na parede frontal, aumentando o efeito de punção.

Inversamente ao comportamento de β , quanto maior o parâmetro 2γ , menor é o momento resistente da ligação. As colunas de maior largura com espessura constante geram maiores valores de 2γ , formando assim, ligações menos resistentes.

Outra forma de avaliar a influência do parâmetro 2γ é alterando somente a espessura da coluna. As demais dimensões da coluna e da viga permanecem constantes. Para isso, primeiramente foram analisados os modelos uniplanares com coluna de largura de 140 mm e espessuras de 4,75 mm; 6,30 mm e 8,00 mm e a viga W200x15,0. Os resultados podem ser observados a partir da Figura 5.7 apresentada a seguir. Novamente é possível perceber que para pequenos valores de 2γ , tem-se maiores momentos resistentes.

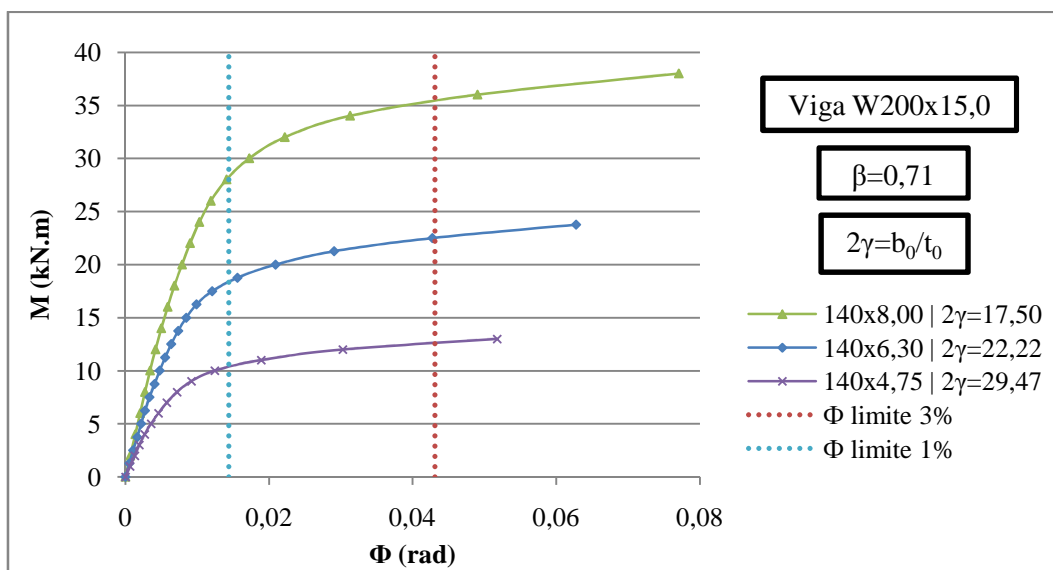


Figura 5.7 - Influência do parâmetro 2γ no momento resistente das ligações

A Tabela 5.4 apresenta os resultados teóricos e numéricos para o momento resistente dos modelos mostrados no gráfico acima. A partir do cálculo da rigidez inicial foi possível classificar as ligações segundo os limites do guia CIDECT, sendo todas classificadas como semi-rígidas.

Tabela 5.4 – Comparação dos resultados numéricos e teóricos para o momento resistente: Variação de 2γ

Coluna	Viga W200x15	2γ	$M_{1,Rd}^{Lu}$ (kN.m)	$M_{1,Rd}^{CIDECT}$ (kN.m)	$M_{num}^{1\%b_0}$ (kN.m) (A)	$M_{num}^{3\%b_0}$ (kN.m) (B)	$\frac{B}{A}$	$M_{1,Rd}^{ABNT}$ (kN.m)*	$\frac{M_{num}^{3\%b_0}}{M_{1,Rd}^{Lu}}$	$\frac{M_{num}^{3\%b_0}}{M_{1,Rd}^{CIDECT}}$	Rigidez Inicial (kN.m/rad)
140x140 $\beta=0,71$	$t_0=4,75$	29,5	10,2	11,3	10,3	12,6	1,2	15,0	1,2	1,1	1437
	$t_0=6,30$	22,2	17,9	20,0	18,5	22,5	1,2	25,5	1,3	1,1	2250
	$t_0=8,00$	17,5	28,8	32,2	28,0	35,2	1,3	40,2	1,2	1,1	2750

*Modo de falha: Puncionamento da face da coluna.
 $M_{1,Rd}^{Lu}$ - Momento resistente segundo Lu (1997)
 $M_{1,Rd}^{CIDECT}$ - Momento resistente segundo o guia CIDECT (2010)
 $M_{num}^{1\%b_0}$ - Momento numérico para $\Delta = 1\% b_0$
 $M_{num}^{3\%b_0}$ - Momento numérico para $\Delta = 3\% b_0$
 $M_{1,Rd}^{ABNT}$ - Momento resistente segundo a ABNT/PN 02 125.03-004 (2011)

Como a relação entre o momento numérico correspondente a deformação de $3\% b_0$ e o momento numérico correspondente a deformação de $1\% b_0$ foi menor que 1,5, o momento resistente numérico da ligação é o que corresponde a deformação de $3\% b_0$.

Foram analisados também os modelos uniplanares com coluna de largura de 175 mm e espessuras de 4,75 mm; 6,30 mm e 8,00 mm e a viga W200x15 para que fosse verificado se haveria o mesmo comportamento dos modelos com as colunas de 140 mm de largura. Os resultados podem ser observados a partir do gráfico apresentado na Figura 5.8 a seguir.

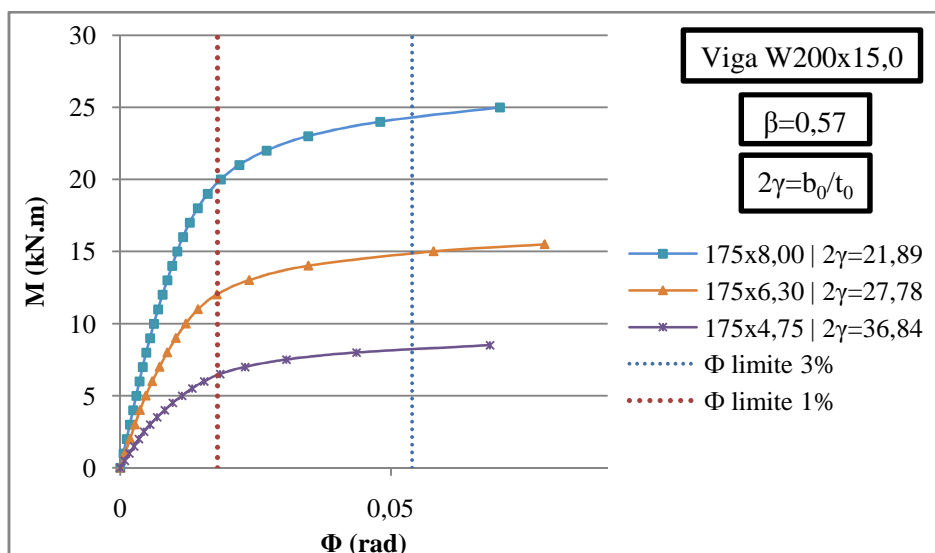


Figura 5.8 - Influência do parâmetro 2γ no momento resistente das ligações

A Tabela 5.5 apresenta os resultados teóricos e numéricos para o momento resistente dos modelos mostrados no gráfico acima. A partir do cálculo da rigidez inicial foi possível classificar as ligações segundo os limites do guia CIDECT, sendo todas classificadas como semi-rígidas.

Tabela 5.5 - Comparação dos resultados numéricos e teóricos para o momento resistente: Variação de 2γ

Coluna	Viga W200x15	2γ	$M_{1,Rd}^{Lu}$ (kN.m)	$M_{1,Rd}^{CIDECT}$ (kN.m)	$M_{num}^{1\%b_0}$ (kN.m) (A)	$M_{num}^{3\%b_0}$ (kN.m) (B)	$\frac{B}{A}$	$M_{1,Rd}^{ABNT}$ (kN.m)*	$\frac{M_{num}^{3\%b_0}}{M_{1,Rd}^{Lu}}$	$\frac{M_{num}^{3\%b_0}}{M_{1,Rd}^{CIDECT}}$	Rigidez Inicial (kN.m/rad)
175x175 $\beta=0,57$	$t_0=4,75$	36,8	7,8	9,3	6,4	8,2	1,3	12,4	1,1	0,9	555
	$t_0=6,30$	27,8	13,8	16,3	12,2	14,8	1,2	20,9	1,1	0,9	1100
	$t_0=8,00$	21,9	22,2	26,3	20,0	24,3	1,2	32,8	1,1	0,9	1550

*Modo de falha: Puncionamento da face da coluna.
 $M_{1,Rd}^{Lu}$ - Momento resistente segundo Lu (1997)
 $M_{1,Rd}^{CIDECT}$ - Momento resistente segundo o guia CIDECT (2010)
 $M_{num}^{1\%b_0}$ - Momento numérico para $\Delta = 1\% b_0$
 $M_{num}^{3\%b_0}$ - Momento numérico para $\Delta = 3\% b_0$
 $M_{1,Rd}^{ABNT}$ - Momento resistente segundo a ABNT/PN 02 125.03-004 (2011)

Como a relação entre o momento numérico correspondente a deformação de $3\% b_0$ e o momento numérico correspondente a deformação de $1\% b_0$ foi menor que 1,5, o momento resistente numérico da ligação é o que corresponde a deformação de $3\% b_0$.

Uma consideração importante a ser feita através da análise dos resultados apresentados acima é a percepção da influência da espessura da coluna. Como pode ser observado na Figura 5.8, o momento resistente das ligações é cada vez maior na medida em que a espessura da parede do tubo é aumentada, gerando assim estruturas menos esbeltas e mais rígidas.

Pode-se observar também que as formulações são conservadoras diante dos resultados numéricos obtidos.

5.4) Influência do parâmetro η

Para a análise da influência da altura da viga na resistência das ligações foram analisados modelos uniplanares que utilizaram as cinco colunas RHS com 6,3 mm de espessura e três vigas distintas, W200x15,0 W250x17,9 e W310x21,0.

Basicamente, para estes perfis somente a altura da alma do perfil varia significativamente. O parâmetro η está diretamente relacionado à altura da viga sendo resultado da razão entre a altura da viga e a largura da coluna. Os resultados estão apresentados nos gráficos da Figura 5.9 e já foram relacionados na Tabela 5.2 apresentada anteriormente.

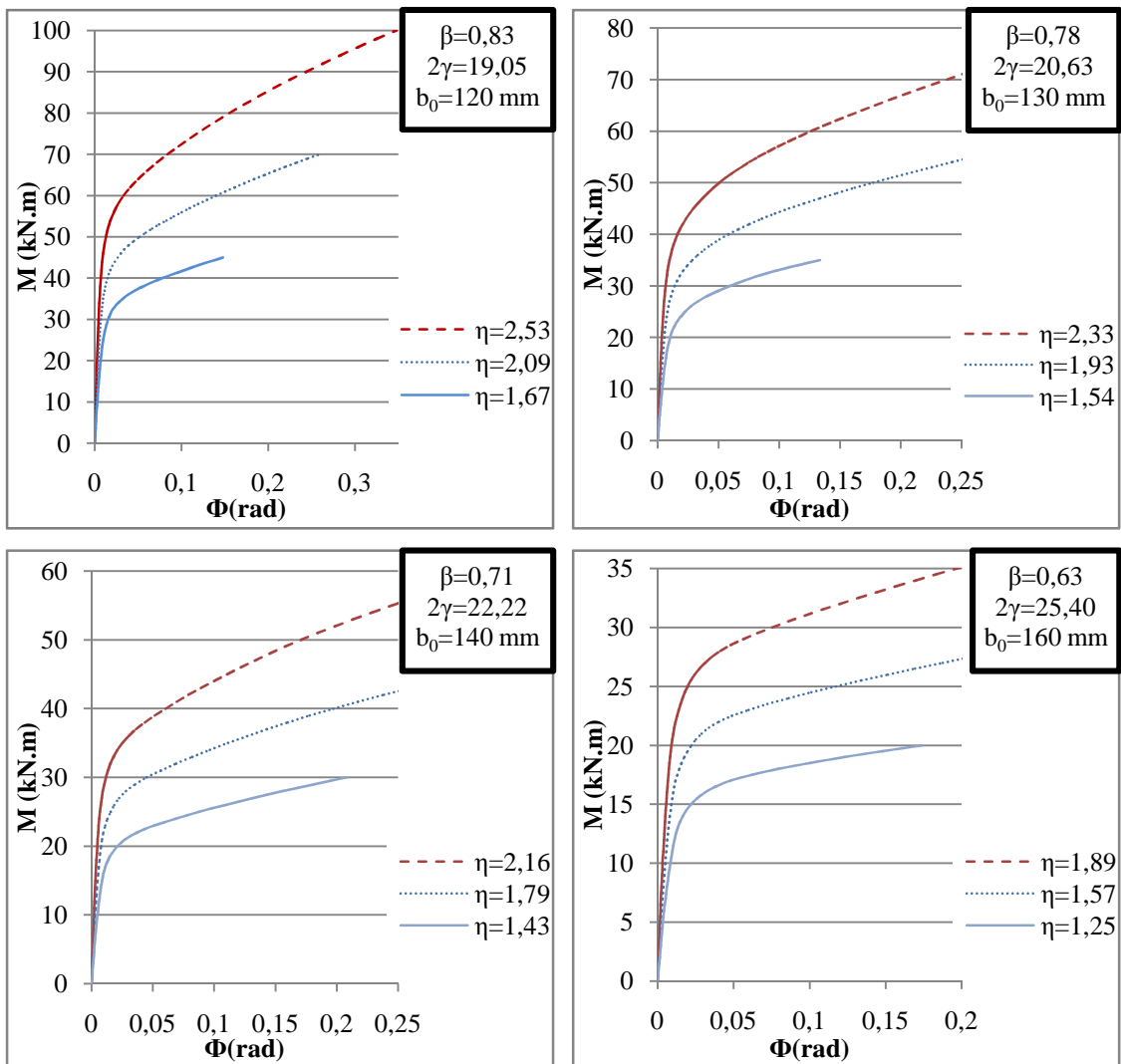


Figura 5.9 - Influência do parâmetro η (h_1/b_0) no momento resistente das ligações

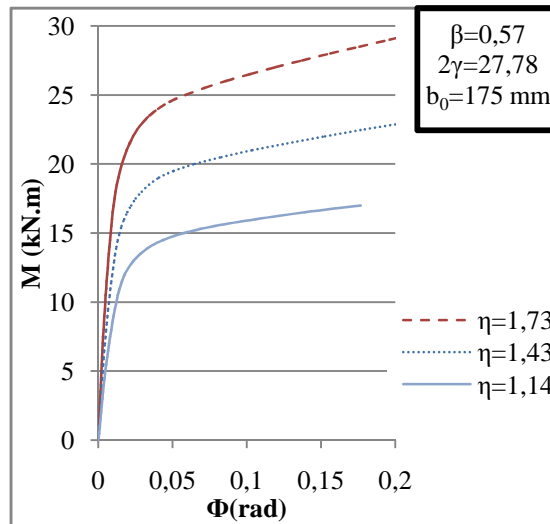


Figura 5.9 - Influência do parâmetro η (h_1/b_0) no momento resistente das ligações - Continuação

Observa-se que o aumento da altura da viga contribui para a redução da capacidade rotacional da ligação, e consequentemente, há o acréscimo da rigidez e da resistência dos modelos em análise.

Ao se relacionar os valores dos momentos resistentes encontrados com os valores do parâmetro η , temos o seguinte comportamento apresentado no gráfico da Figura 5.10.

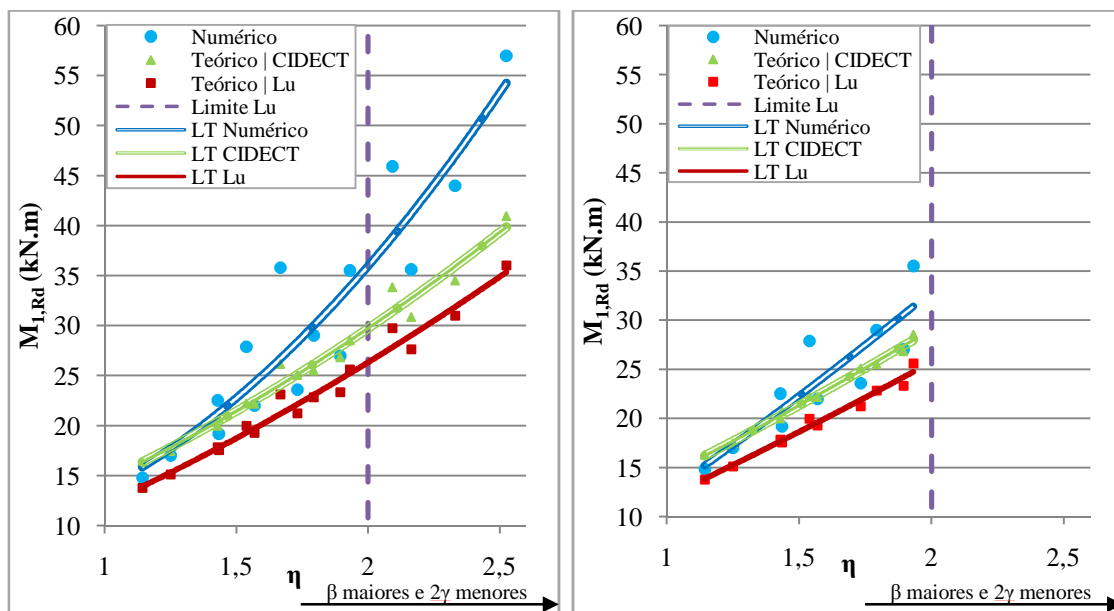


Figura 5.10 - Comparação dos momentos resistentes encontrados considerando Δ limite=3% b_0

Devem ser observados os limites de validade das formulações que consideram que $0,3 < \eta < 2,0$. O valor do momento de plastificação da viga W200x15,0 é 51,0 kN.m, da viga W250x17,9 é de 72,8 kN.m e da viga W310x21,0 é de 100,7 kN.m, sendo que nenhuma das ligações alcançou estes valores. Na verificação dos demais modos de falha, somente o momento de plastificação da parede frontal da coluna foi alcançado, sendo este portanto o modo de falha ocorrido.

5.5) Influência da geometria multiplanar

Para a realização da análise da geometria multiplanar, foram comparadas as duas geometrias propostas, modelos uniplanares (apenas uma viga soldada à coluna) e multiplanares (duas vigas soldadas à coluna formando um ângulo de 90°). Foram utilizadas as cinco colunas RHS de 6,3 mm de espessura e as três vigas em estudo. O carregamento foi aplicado simultaneamente nas duas vigas com a mesma divisão dos passos de carga. Os resultados das análises numéricas são apresentados na Figura 5.11.

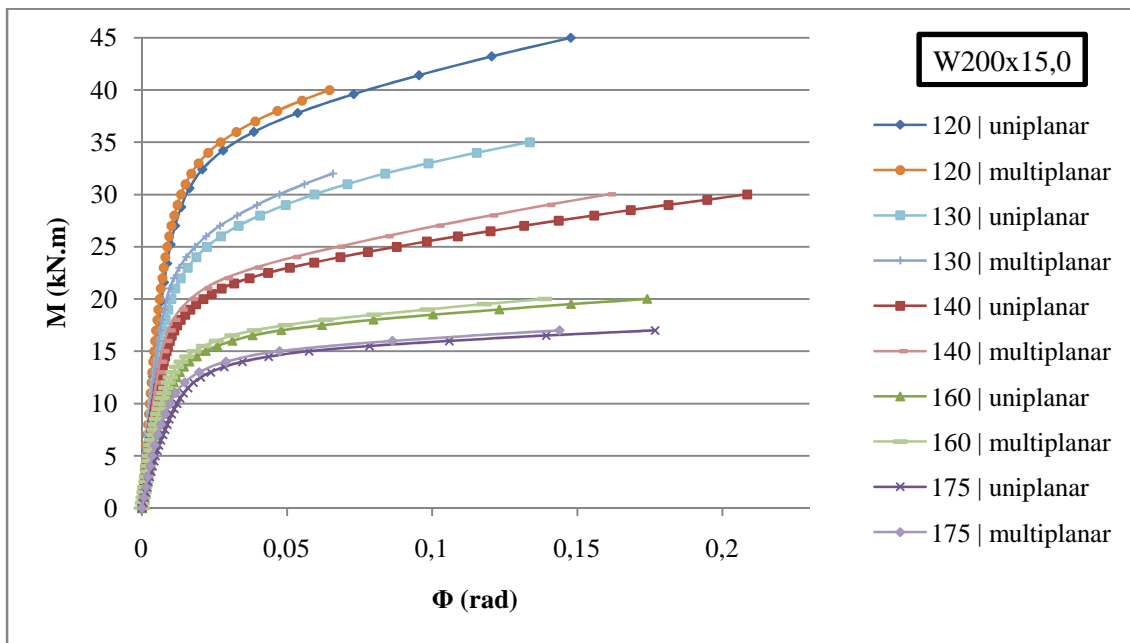
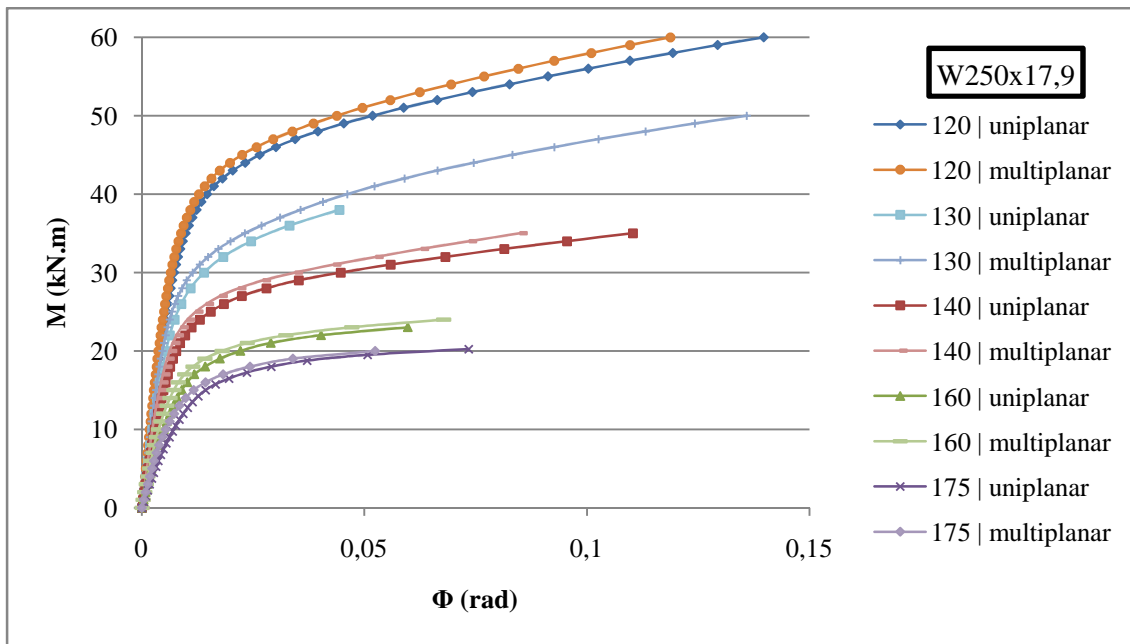


Figura 5.11 - Efeito da geometria multiplanar
(a) Modelos uniplanar e multiplanar com a viga W200x15,0



(b) Modelos uniplanar e multiplanar com a viga W250x17,9

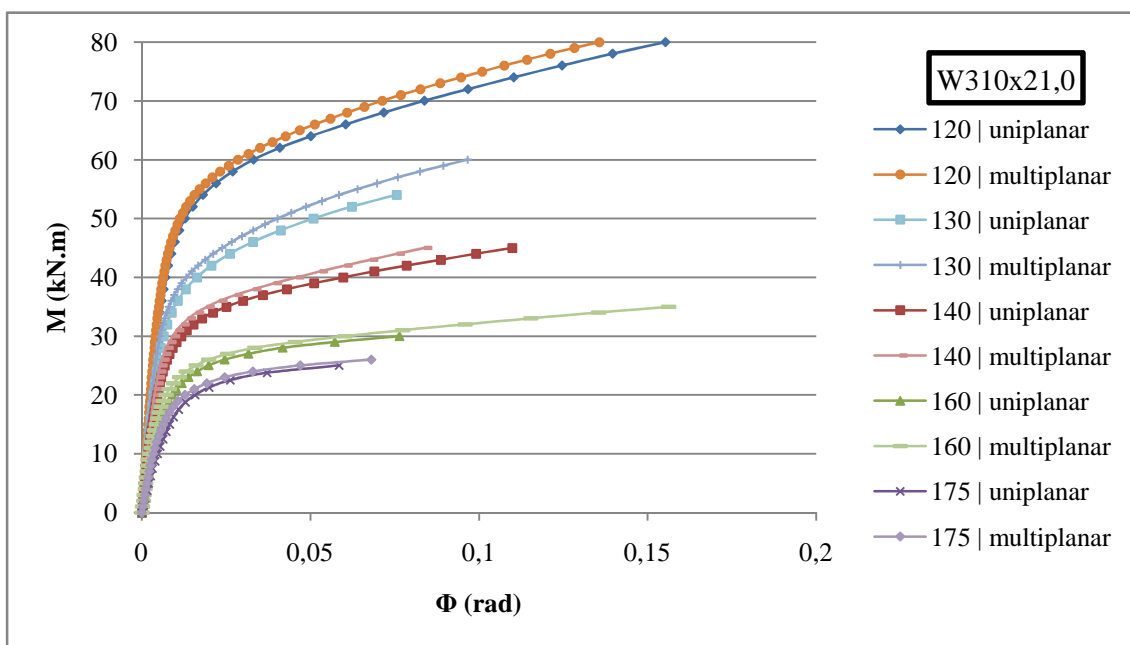


Figura 5.11 - Efeito da geometria multiplanar – Continuação
(c) Modelos uniplanar e multiplanar com a viga W310x21,0

Pode ser observado que a alteração da geometria não influencia significativamente o comportamento das estruturas, sendo que os modelos multiplanares alcançaram valores ligeiramente maiores para o momento resistente e para a rigidez em relação aos modelos uniplanares. Isto caracteriza que o efeito é localizado na parede em que há a ligação com a viga, não sendo influenciado pelos momentos em outros planos.

Seguem as curvas com a plotagem das deformações limites nas Figuras 5.12, 5.13 e 5.14 a seguir.

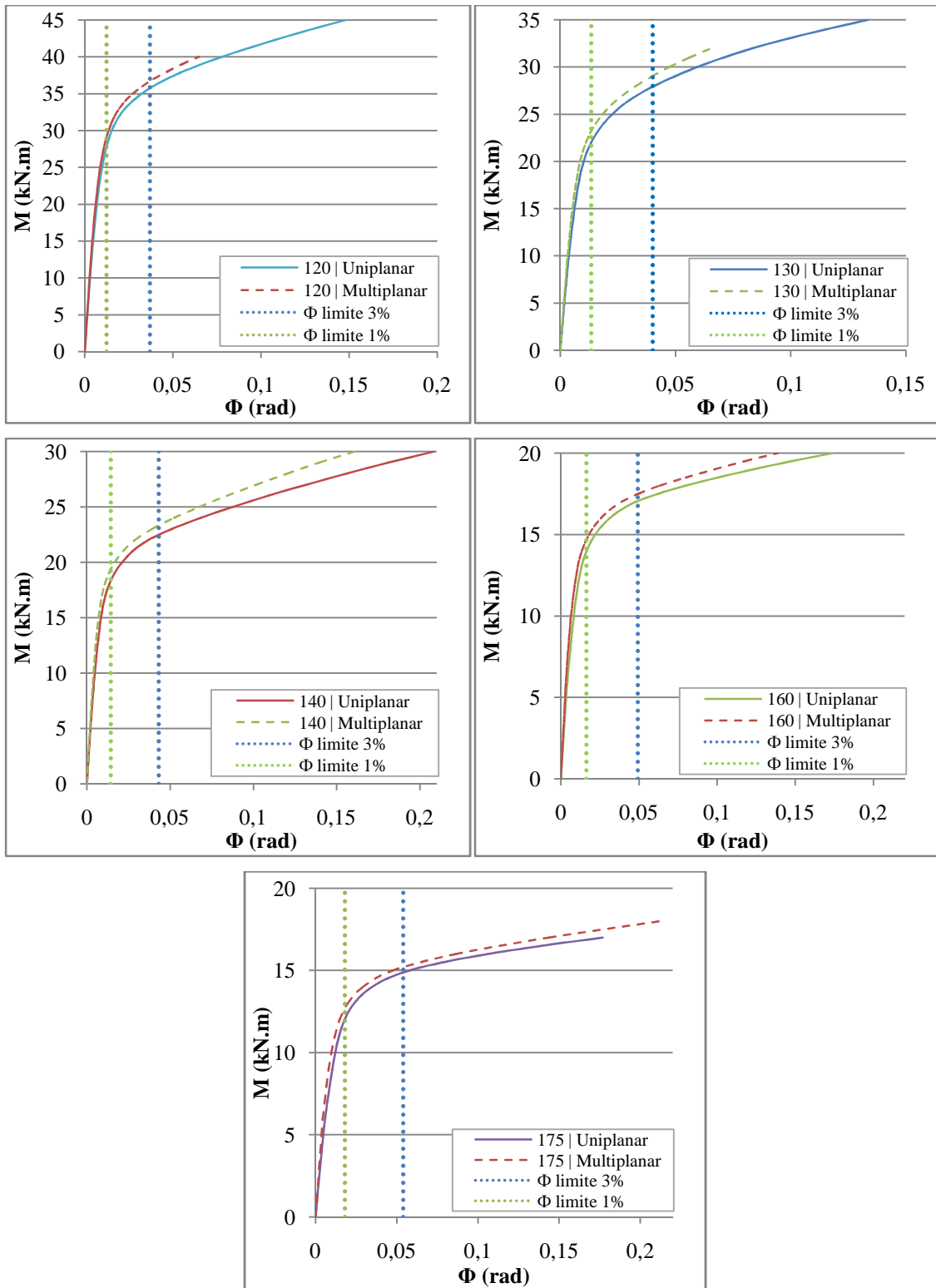


Figura 5.12 - Efeito da geometria multiplanar: Viga W200x15,0

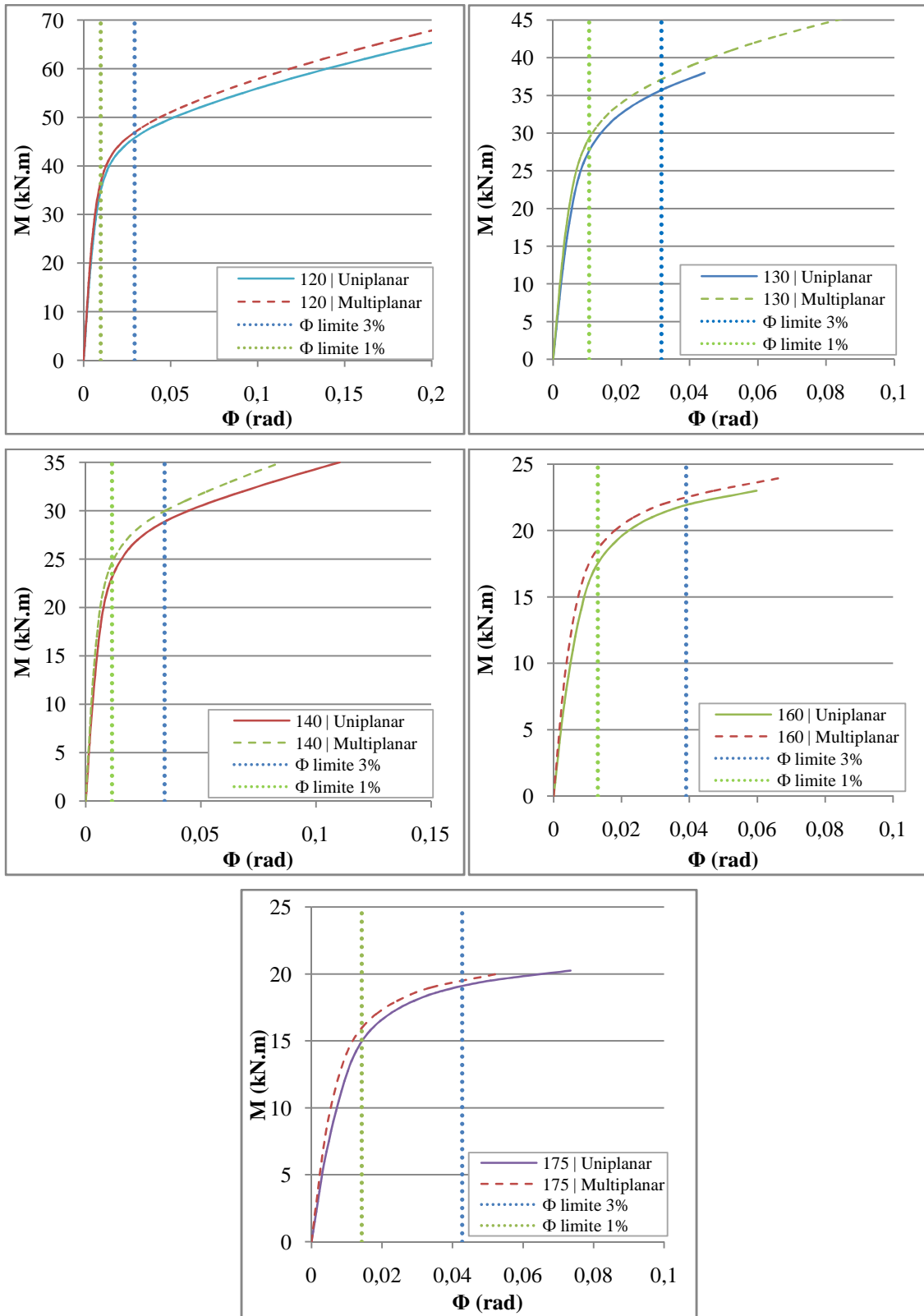


Figura 5.13 - Efeito da geometria multiplanar: Viga W250x17,9

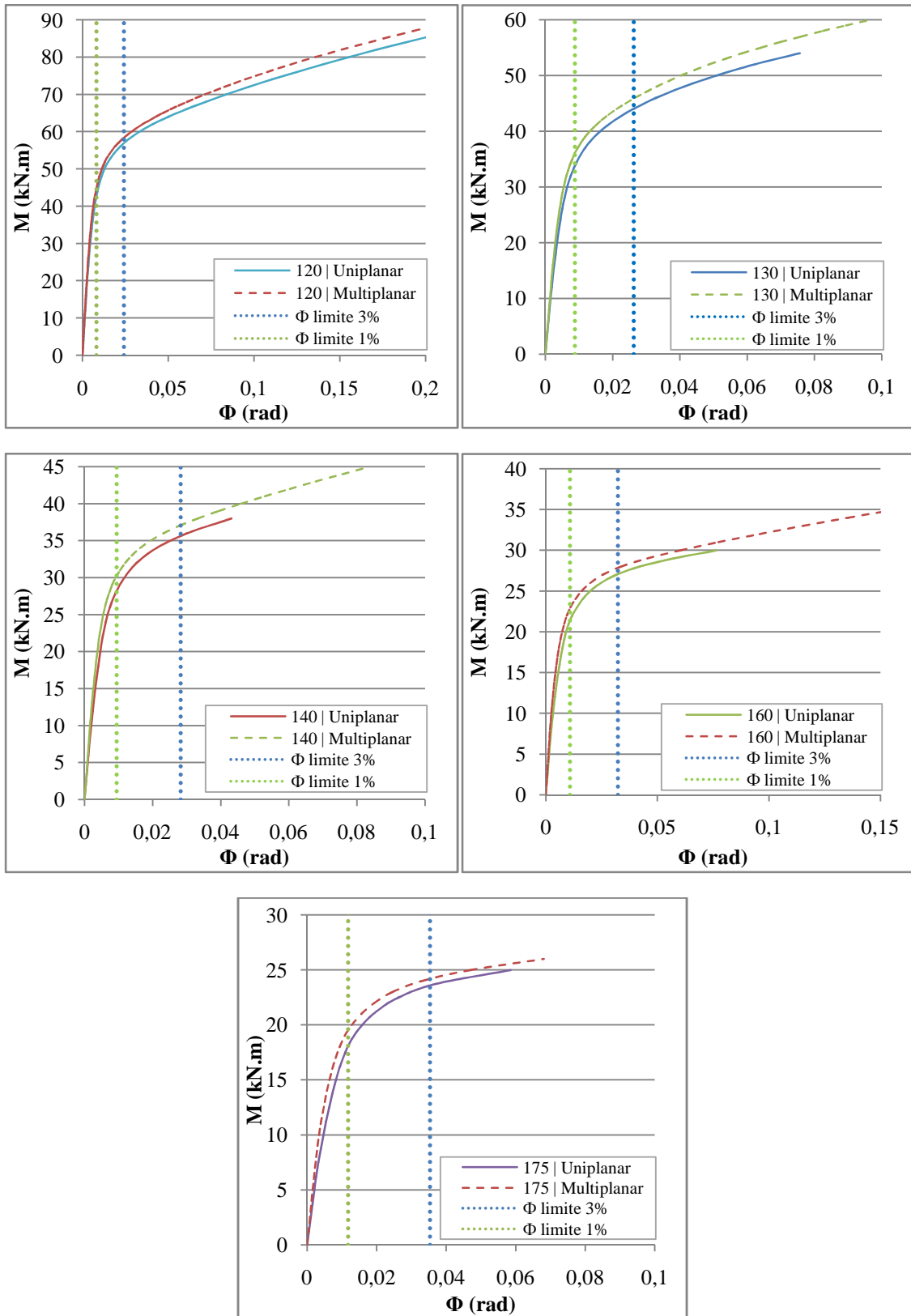


Figura 5.14 - Efeito da geometria multiplanar: Viga W310x21,0

Os valores dos momentos resistente encontrados para os modelos analisados estão apresentados na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 - Comparação dos resultados numéricos e teóricos para o momento resistente: Modelos multiplanares sem carregamento axial na coluna

Coluna	Viga W200x15	$M_{1,Rd}^{Lu}$ (kN.m)	$M_{1,Rd}^{CIDECT}$ (kN.m)	$M_{num}^{1\%b_0}$ (kN.m) (A)	$M_{num}^{3\%b_0}$ (kN.m) (B)	$\frac{B}{A}$	$M_{1,Rd}^{ABNT}$ (kN.m)*	$\frac{M_{num}^{3\%b_0}}{M_{1,Rd}^{Lu}}$	$\frac{M_{num}^{3\%b_0}}{M_{1,Rd}^{CIDECT}}$	Rigidez Inicial (kN.m/rad)
120x6,3 $\beta=0,83$ $2\gamma=19,05$	W200x15,0	23,1	26,1	28,8	36,6	1,3	29,3	1,6	1,4	3400
	W250x17,9	29,8	33,8	36,0	46,5	1,3	37,4	1,6	1,4	4650
	W310x21,0	36,0	40,9	45,0	58,5	1,3	45,5	1,6	1,4	6225
130x6,3 $\beta=0,77$ $2\gamma=20,63$	W200x15,0	19,9	22,2	23,0	29,0	1,3	27,3	1,5	1,3	3000
	W250x17,9	25,6	28,5	29,2	37,0	1,3	34,8	1,4	1,3	4375
	W310x21,0	31,0	34,5	36,0	45,8	1,3	42,4	1,5	1,3	5700
140x6,3 $\beta=0,71$ $2\gamma=22,22$	W200x15,0	17,9	20,0	19,4	23,3	1,2	25,5	1,3	1,2	2400
	W250x17,9	22,8	25,5	24,5	29,8	1,2	32,5	1,3	1,2	3350
	W310x21,0	27,6	30,9	30,0	37,0	1,2	39,7	1,3	1,2	5000
160x6,3 $\beta=0,63$ $2\gamma=25,40$	W200x15,0	15,1	17,4	14,8	17,4	1,2	22,6	1,2	1,0	1700
	W250x17,9	19,3	22,2	17,8	22,5	1,3	28,9	1,2	1,0	2575
	W310x21,0	23,3	26,8	23,0	27,8	1,2	35,3	1,2	1,0	3500
175x6,3 $\beta=0,57$ $2\gamma=27,78$	W200x15,0	13,8	16,3	12,8	15,2	1,2	20,9	1,1	0,9	1300
	W250x17,9	17,6	20,7	16,0	19,5	1,2	26,7	1,1	0,9	2000
	W310x21,0	21,2	25,0	19,0	24,5	1,3	32,6	1,2	1,0	2550

*Modo de falha: Puncionamento da face da coluna.

$M_{1,Rd}^{Lu}$ - Momento resistente segundo Lu (1997)

$M_{1,Rd}^{CIDECT}$ - Momento resistente segundo o guia CIDECT (2010)

$M_{num}^{1\%b_0}$ - Momento numérico para $\Delta = 1\% b_0$

$M_{num}^{3\%b_0}$ - Momento numérico para $\Delta = 3\% b_0$

$M_{1,Rd}^{ABNT}$ - Momento resistente segundo a ABNT/PN 02 125.03-004 (2011)

Como a relação entre o momento numérico correspondente a deformação de $3\%b_0$ e o momento numérico correspondente a deformação de $1\%b_0$ foi menor que 1,5, o momento resistente numérico da ligação é o que corresponde a deformação de $3\%b_0$.

Segundo os estudos realizados por Lu (1997), o momento resistente das ligações uniplanares e das ligações multiplanares sem o efeito do carregamento da coluna podem ser considerados iguais.

De acordo com os resultados obtidos, os valores dos momentos resistentes para as ligações multiplanares são próximos aos valores dos momentos resistente das ligações uniplanares. A relação entre os momentos resistentes das ligações uniplanares e das ligações multiplanares é de 97%.

As rigidezes das ligações de geometria multiplanar também se apresentaram ligeiramente superiores em relação às rigidezes dos modelos uniplanares.

Os valores dos momentos resistentes dos modelos multiplanares com maiores valores de β se mostraram conservadores em relação aos resultados dos modelos uniplanares. Já os momentos resistentes dos modelos multiplanares com menores valores de β foram praticamente iguais aos resultados dos modelos uniplanares.

5.6) Influência da compressão axial da coluna

A análise do efeito causado pelo carregamento axial da coluna na resistência das ligações foi considerada importante devido ao fato de que quando esta se encontra solicitada, um estado de tensão é gerado nas paredes do tubo influenciando na capacidade resistente da ligação.

Foram analisados os modelos uniplanares e multiplanares considerando as cinco colunas de 6,3 mm de espessura e as três vigas em estudo inicialmente sem a aplicação do carregamento axial na coluna e em seguida com a aplicação do carregamento axial na extremidade superior da coluna.

A Figura 5.15 apresentada a seguir mostra as curvas $Mx\Phi$ geradas a partir do estudo dos modelos uniplares sob o efeito da compressão axial na coluna e momento

fletor na viga. O valor do carregamento aplicado na coluna corresponde a 50% da tensão de escoamento do material constituinte da mesma.

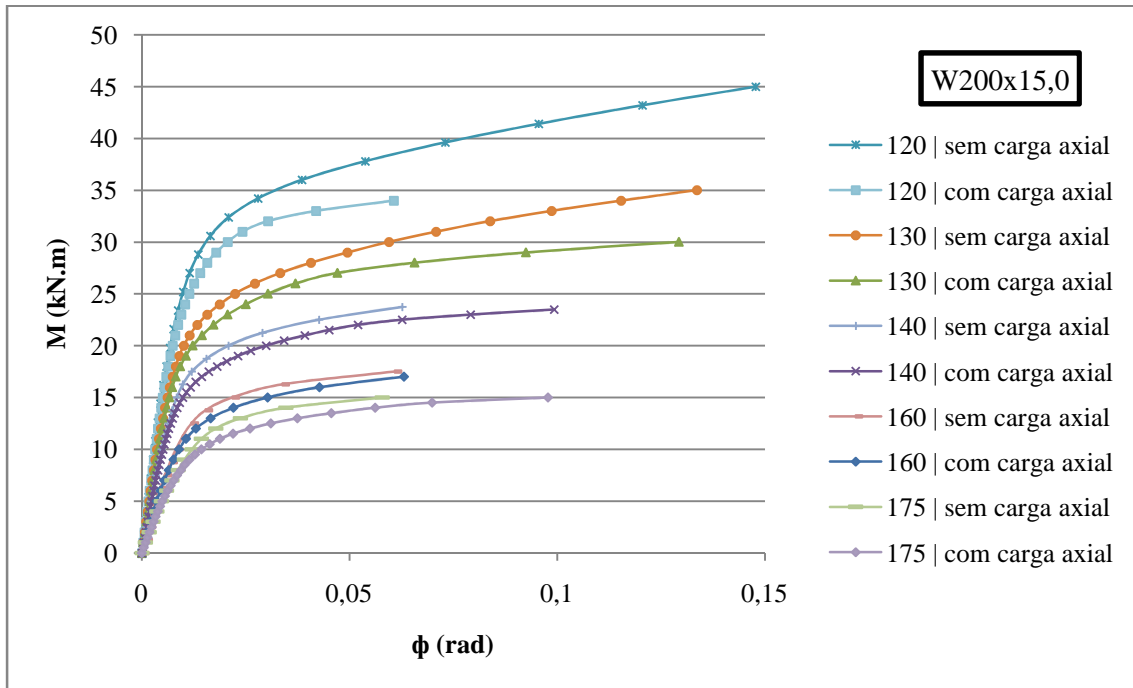
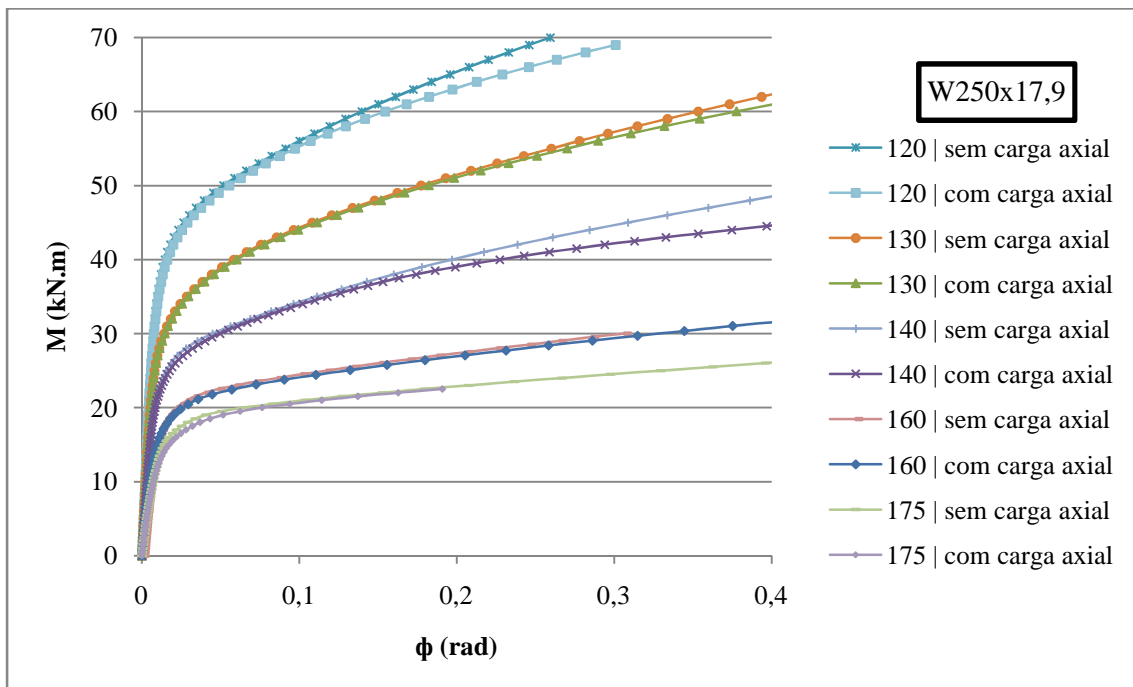


Figura 5.15 - Efeito do carregamento axial da coluna: Modelos uniplanares
(a) Modelo uniplanar com a viga W200x15,0



(b) Modelo uniplanar com a viga W250x17,9

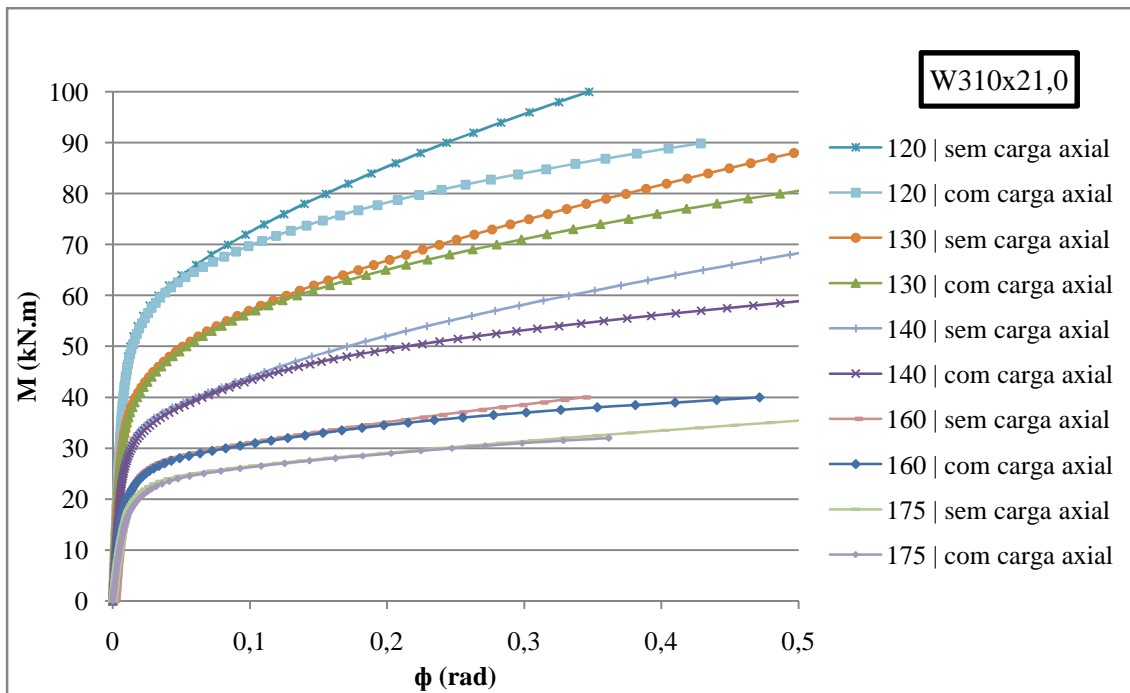


Figura 5.15 - Efeito do carregamento axial da coluna: Modelos uniplanares - Continuação
(c) Modelo uniplanar com a viga W310x21,0

Seguem as curvas com a plotagem das deformações limites nas Figuras 5.16, 5.17 e 5.18 apresentadas a seguir.

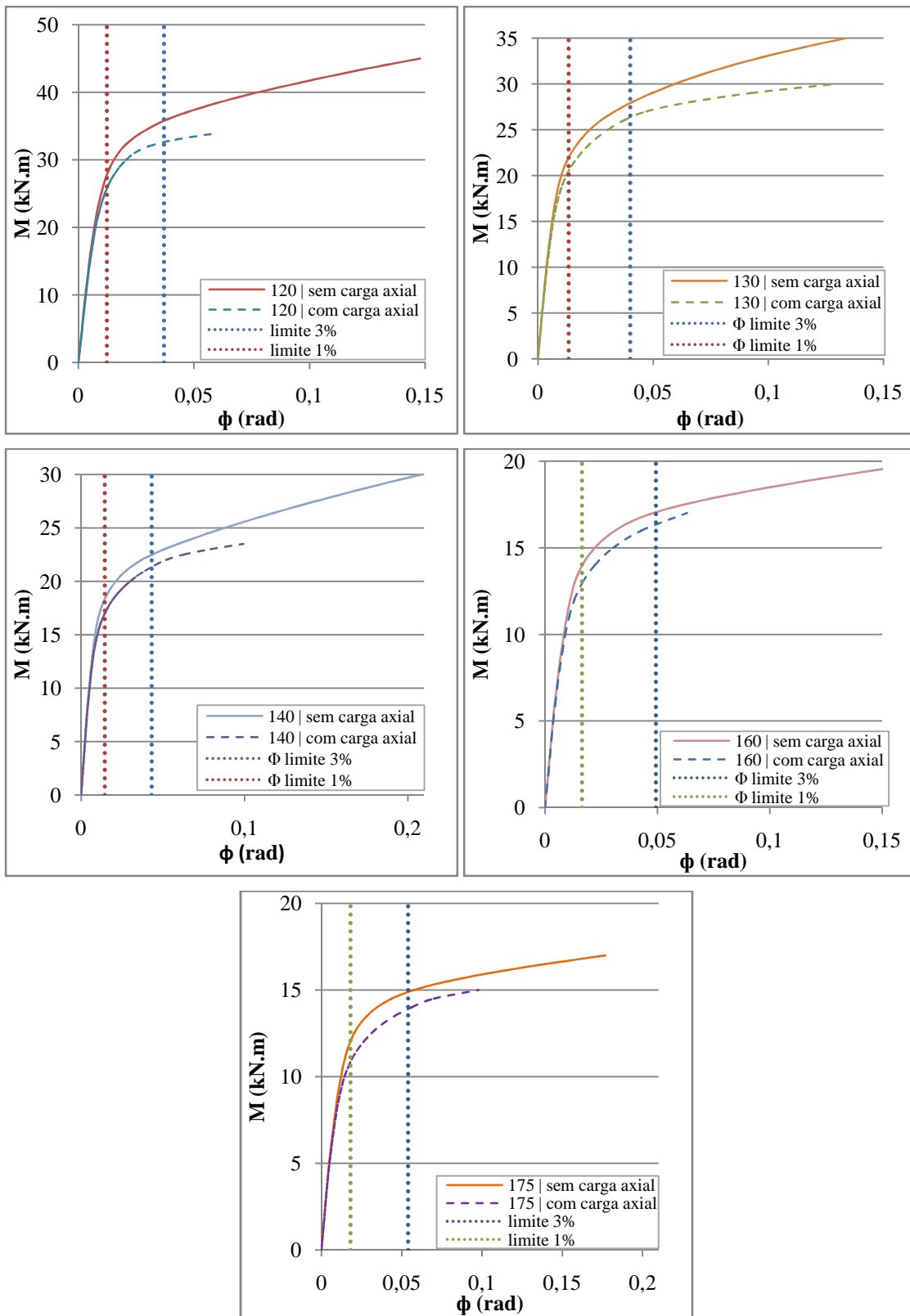


Figura 5.16 - Efeito do carregamento axial da coluna nos modelos uniplanares: Viga W200x15,0

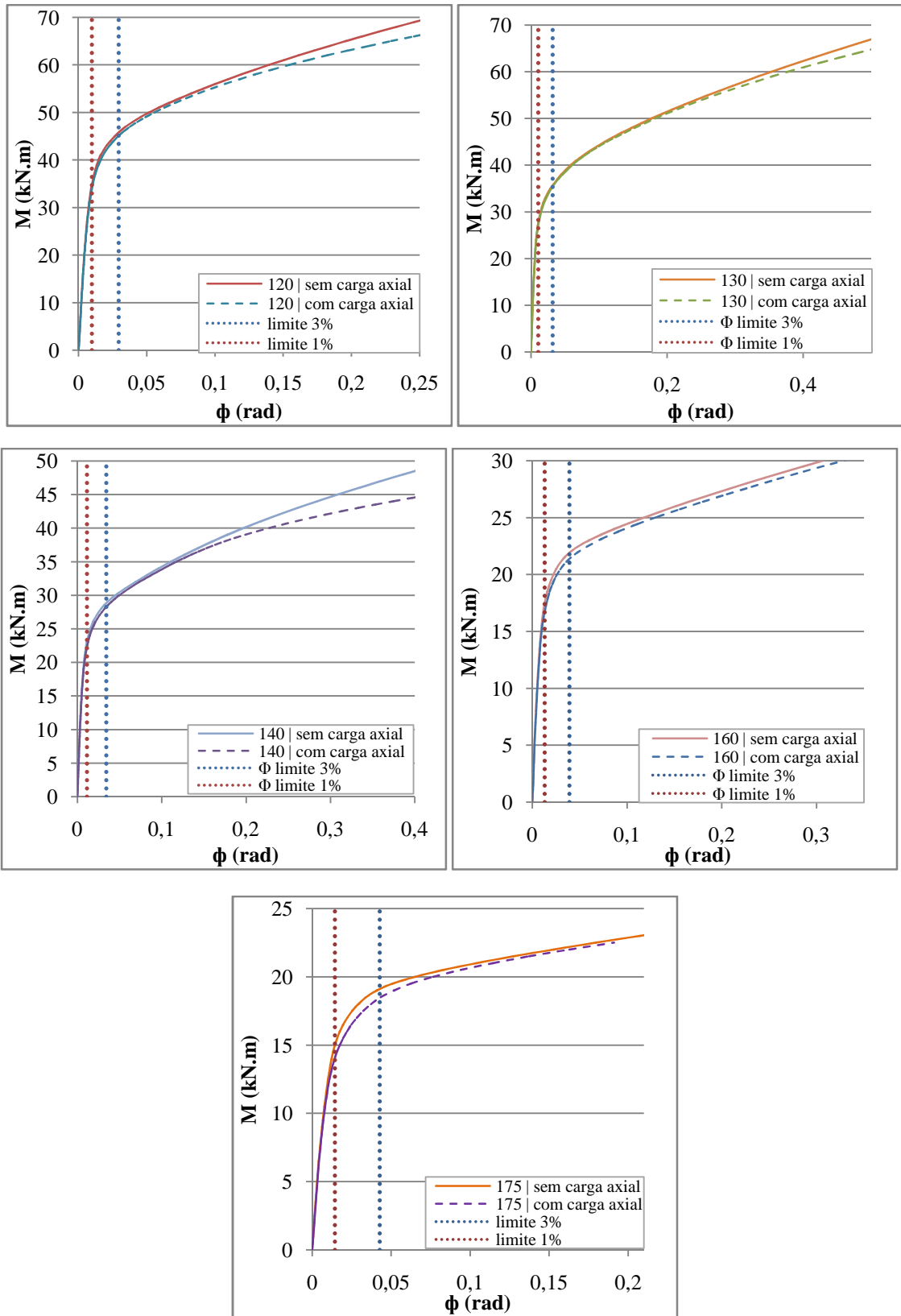


Figura 5.17 - Efeito do carregamento axial da coluna nos modelos uniplanares: Viga W250x17,9

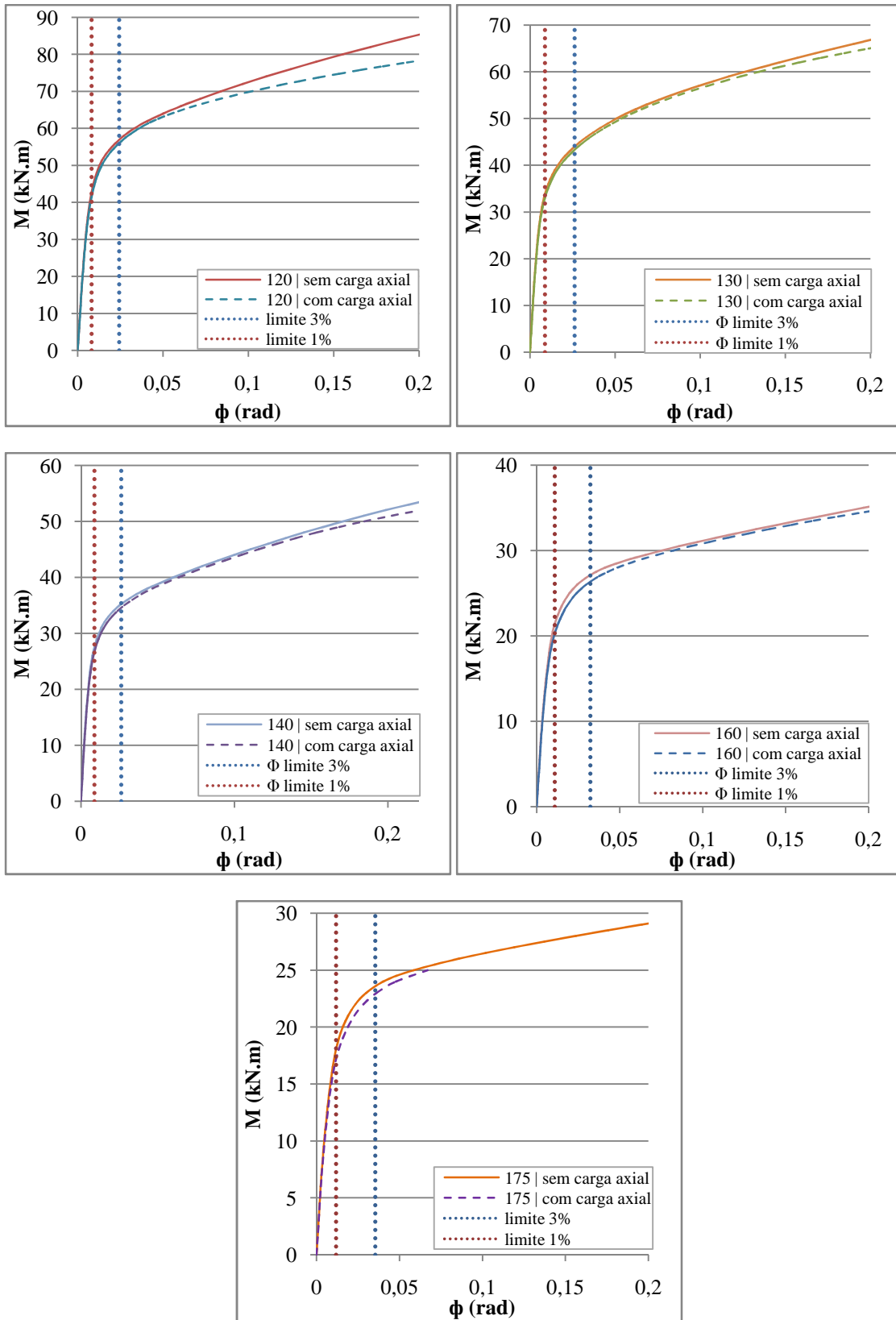


Figura 5.18 - Efeito do carregamento axial da coluna nos modelos uniplanares: Viga W310x21,0

A Tabela 5.7 apresenta os resultados teóricos e numéricos para o momento resistente encontrado para os modelos.

Tabela 5.7 - Comparação dos resultados numéricos e teóricos para o momento resistente: Modelos uniplanares com carregamento axial na coluna

Coluna	Viga W200x15	$M_{1,Rd}^{Lu}$ (kN.m)	$M_{num}^{1\%b_0}$ (kN.m) (A)	$M_{num}^{3\%b_0}$ (kN.m) (B)	$\frac{B}{A}$	$M_{1,Rd}^{ABNT}$ (kN.m)*	$\frac{M_{num}^{3\%b_0}}{M_{1,Rd}^{Lu}}$	Rigidez Inicial (kN.m/rad)
120x6,3 $\beta=0,83$ $2\gamma=19,05$	W200x15,0	18,4	25,8	32,5	1,3	19,1	1,8	3000
	W250x17,9	23,6	33,9	45,0	1,3	24,3	1,9	4450
	W310x21,0	28,6	40,0	56,0	1,4	29,6	2,0	6000
130x6,3 $\beta=0,77$ $2\gamma=20,63$	W200x15,0	15,6	20,5	26,0	1,3	17,7	1,7	2555
	W250x17,9	20,0	27,0	35,0	1,3	22,6	1,8	4000
	W310x21,0	24,2	32,5	43,0	1,3	27,5	1,8	5300
140x6,3 $\beta=0,71$ $2\gamma=22,22$	W200x15,0	13,7	17,0	21,2	1,2	16,6	1,5	2000
	W250x17,9	17,6	22,5	28,4	1,3	21,1	1,6	3050
	W310x21,0	21,2	26,6	34,5	1,3	25,8	1,6	4650
160x6,3 $\beta=0,63$ $2\gamma=25,40$	W200x15,0	11,3	13,0	16,1	1,2	14,7	1,4	1250
	W250x17,9	14,4	16,7	21,3	1,3	18,8	1,5	2200
	W310x21,0	17,4	20,0	26,2	1,3	22,9	1,5	3200
175x6,3 $\beta=0,57$ $2\gamma=27,78$	W200x15,0	10,1	11,0	13,9	1,3	13,6	1,4	925
	W250x17,9	12,9	14,0	18,3	1,3	17,4	1,4	1750
	W310x21,0	15,6	16,9	23,0	1,4	21,2	1,5	2150

*Modo de falha: Puncionamento da face da coluna.

$M_{1,Rd}^{Lu}$ - Momento resistente segundo Lu (1997)

$M_{1,Rd}^{CIDECT}$ - Momento resistente segundo o guia CIDECT (2010)

$M_{num}^{1\%b_0}$ - Momento numérico para $\Delta = 1\%b_0$

$M_{num}^{3\%b_0}$ - Momento numérico para $\Delta = 3\%b_0$

$M_{1,Rd}^{ABNT}$ - Momento resistente segundo a ABNT/PN 02 125.03-004 (2011)

Como a relação entre o momento numérico correspondente a deformação de $3\%b_0$ e o momento numérico correspondente a deformação de $1\%b_0$ foi menor que 1,5, o momento resistente numérico da ligação é o que corresponde a deformação de $3\%b_0$.

Foi observado que houve uma redução da rigidez inicial da ligação e do momento resistente à medida em que foi incrementada a solicitação axial na coluna. Essa influência está associada à plastificação precoce da parede do tubo, e ainda, ao desenvolvimento de instabilidades localizadas.

Considerando duas ligações com uma mesma coluna, sendo uma com a viga de menor inércia (W200x15,0) e a outra com a viga de maior inércia (W310x21,0) pode-se perceber que a influência do carregamento axial da coluna é mais expressivo no caso da ligação que utiliza a viga de menor inércia. Isto se deve ao fato de que como a viga maior possui mais rigidez ela impede a rotação do modelo e leva a ligação a atingir o momento de plastificação. Este comportamento pode ser visualizado nos gráficos apresentados na Figura 5.19 a seguir.

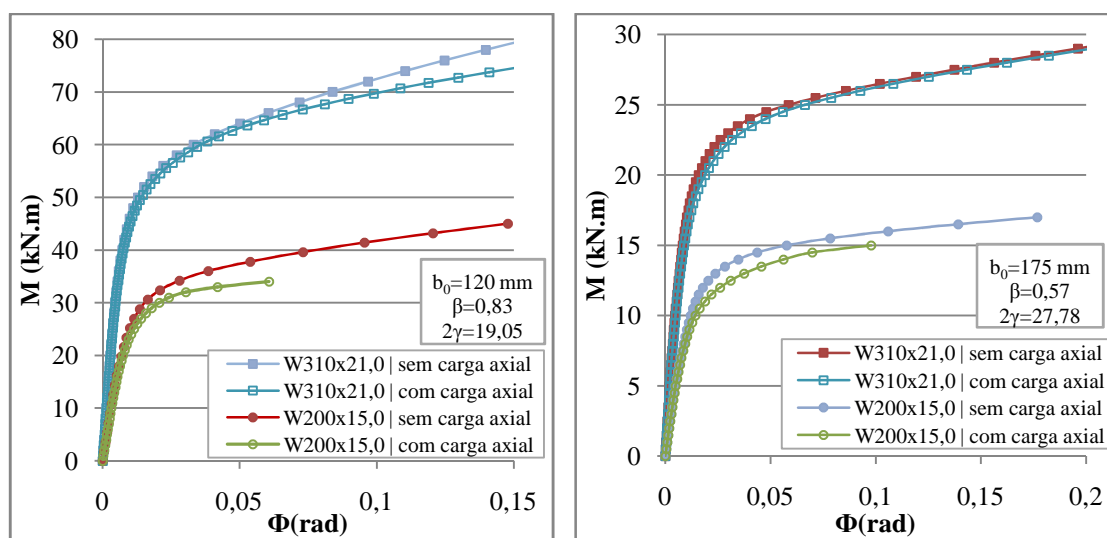


Figura 5.19 - Comportamento dos modelos sob a influência do carregamento axial da coluna
(a) Coluna 120x120 mm (b) coluna 175x175 mm

Ao se considerar uma mesma viga ligada a menor coluna e a maior coluna pode-se observar que a influência do carregamento axial é mais expressivo no caso da coluna de menor largura. A maior coluna possui maior seção transversal que trabalha na resistência ao carregamento axial aplicado permitindo assim uma menor rotação do

modelo. Este comportamento pode ser visualizado nos gráficos apresentados na Figura 5.20 a seguir.

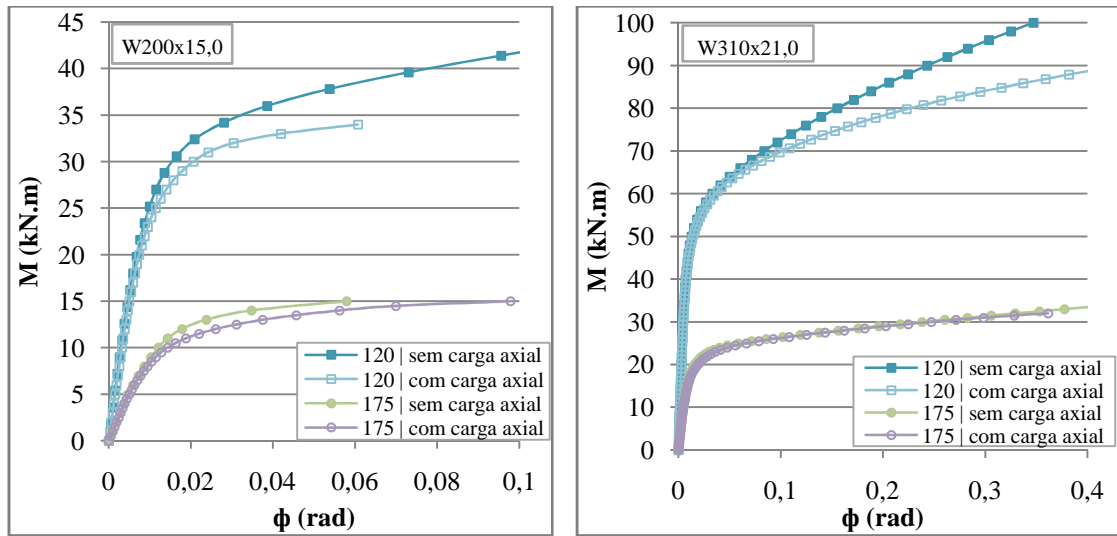


Figura 5.20 - Comportamento dos modelos sob a influência do carregamento axial da coluna
(a) Viga W200x15,0 **(b) Viga W310x21,0**

A Figura 5.21 apresentada a seguir mostra as curvas $M \times \Phi$ geradas a partir do estudo dos modelos multiplanares sob o efeito da compressão axial na coluna e momento fletor na viga. O valor do carregamento aplicado na coluna corresponde a 50% da tensão de escoamento do material constituinte da mesma.

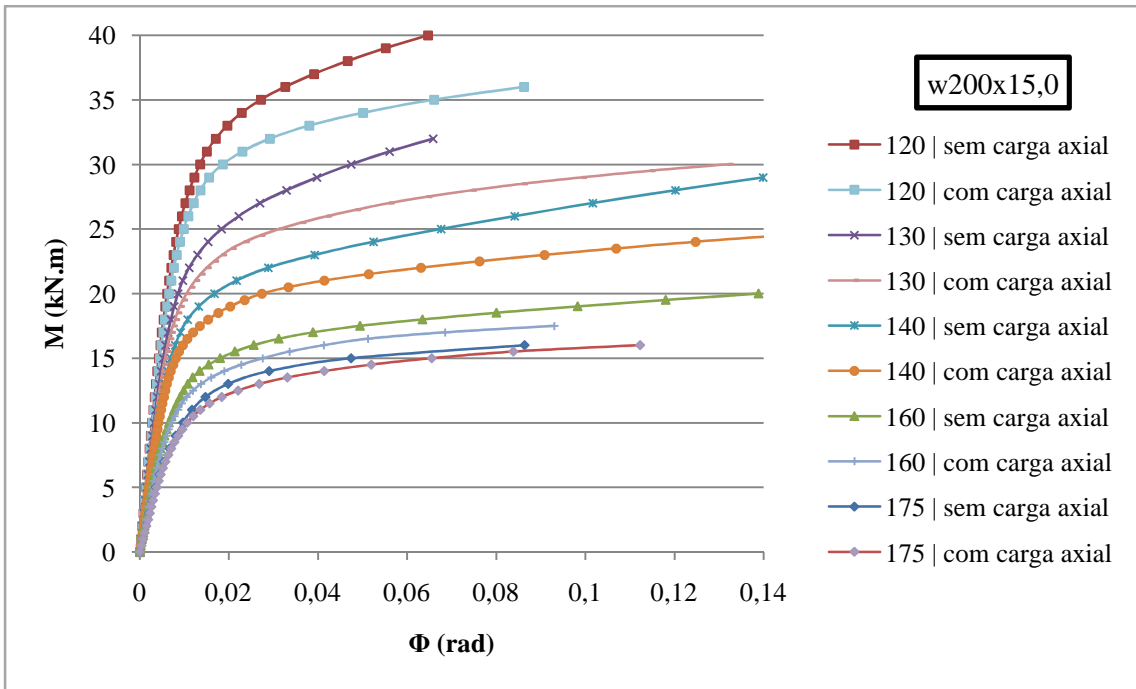
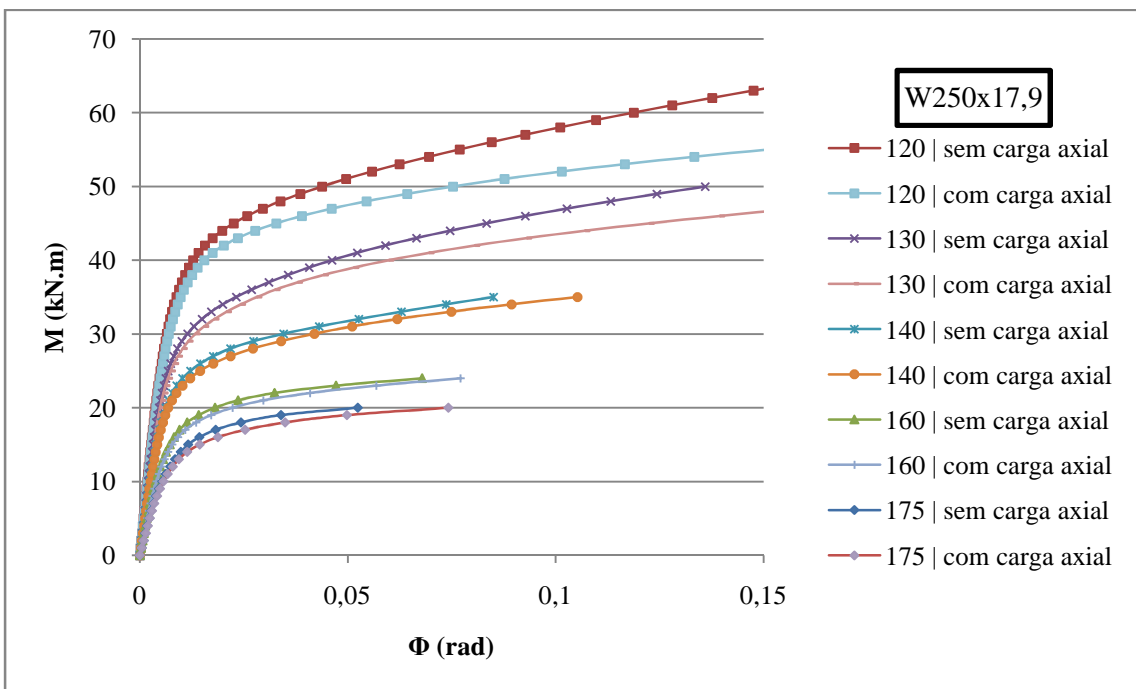


Figura 5.21 - Efeito do carregamento axial da coluna: Modelos multiplanares
 (a) Modelo multiplanar com a viga W200x15,0



(b) Modelo multiplanar com a viga W250x17,9

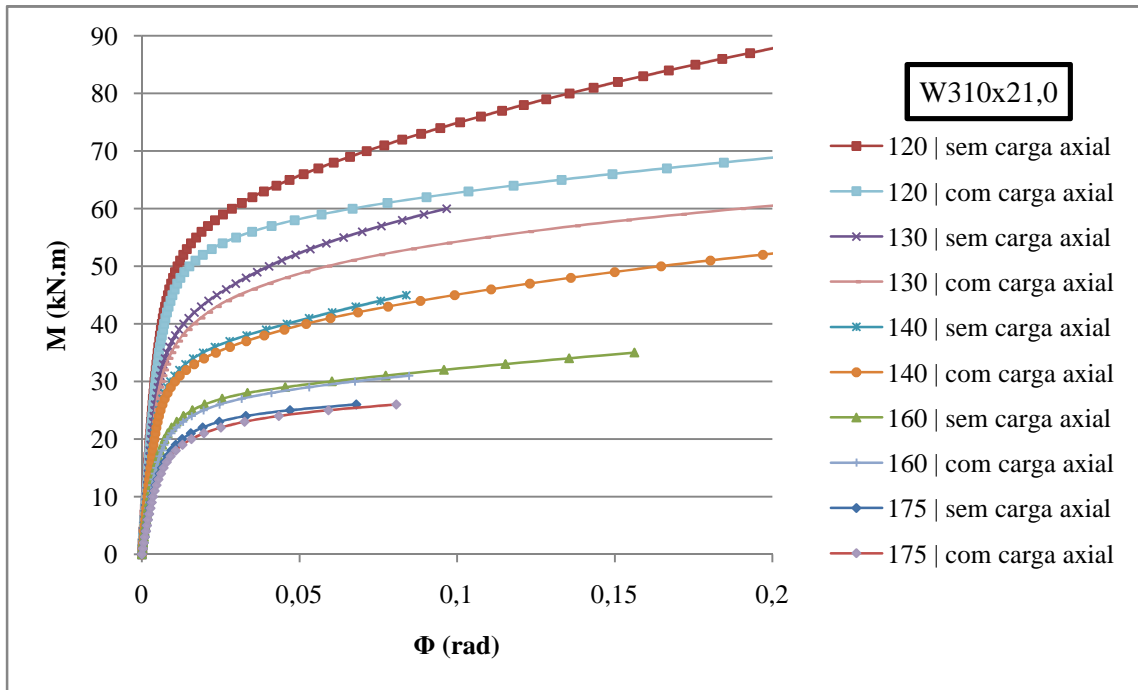


Figura 5.21 - Efeito do carregamento axial da coluna: Modelos multiplanares - Continuação
(c) Modelo multiplanar com a viga W310x21,0

Seguem as curvas com a plotagem das deformações limites nas Figuras 5.22, 5.23 e 5.24 apresentadas a seguir.

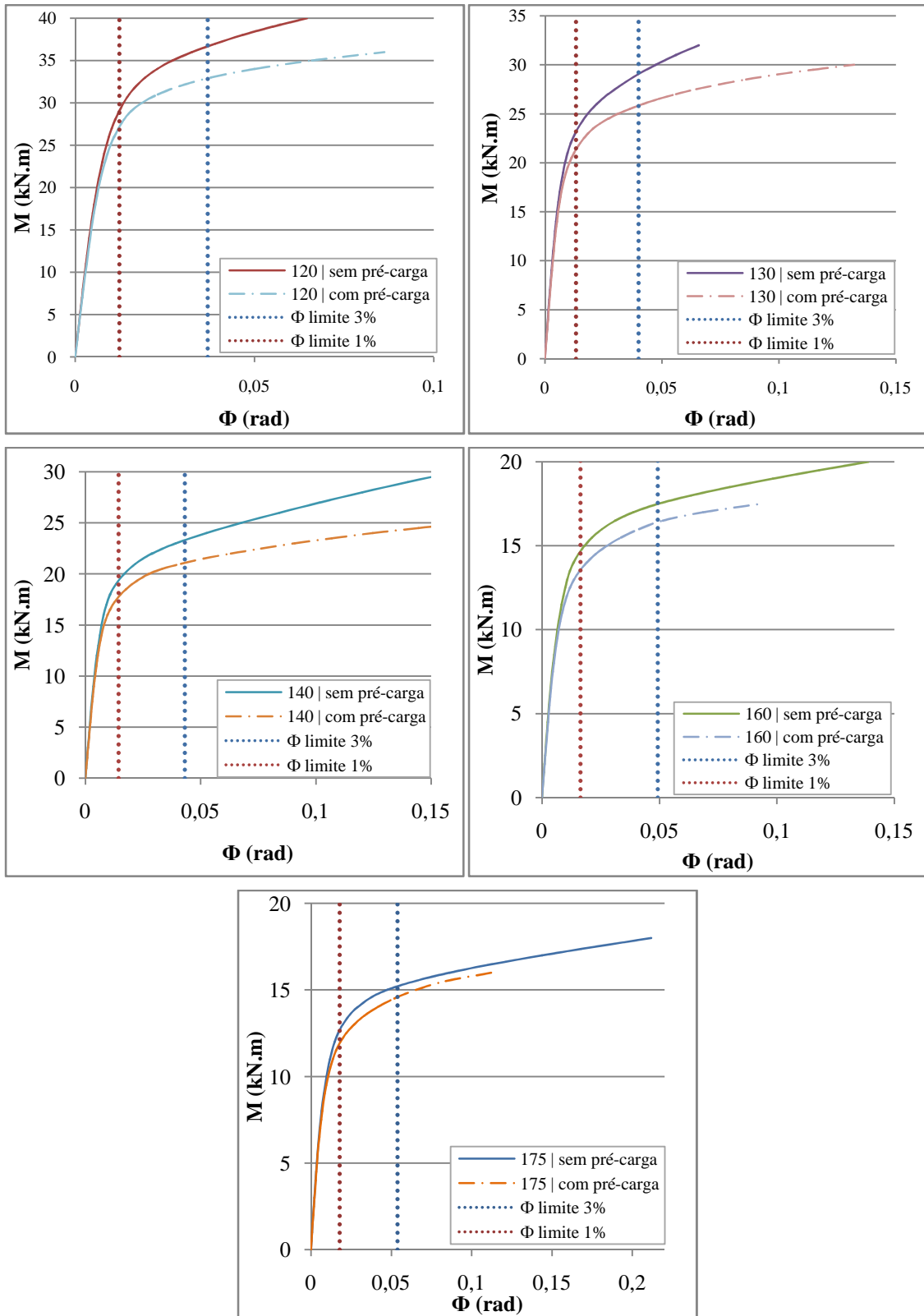


Figura 5.22 - Efeito do carregamento axial da coluna nos modelos multiplanares: Viga W200x15,0

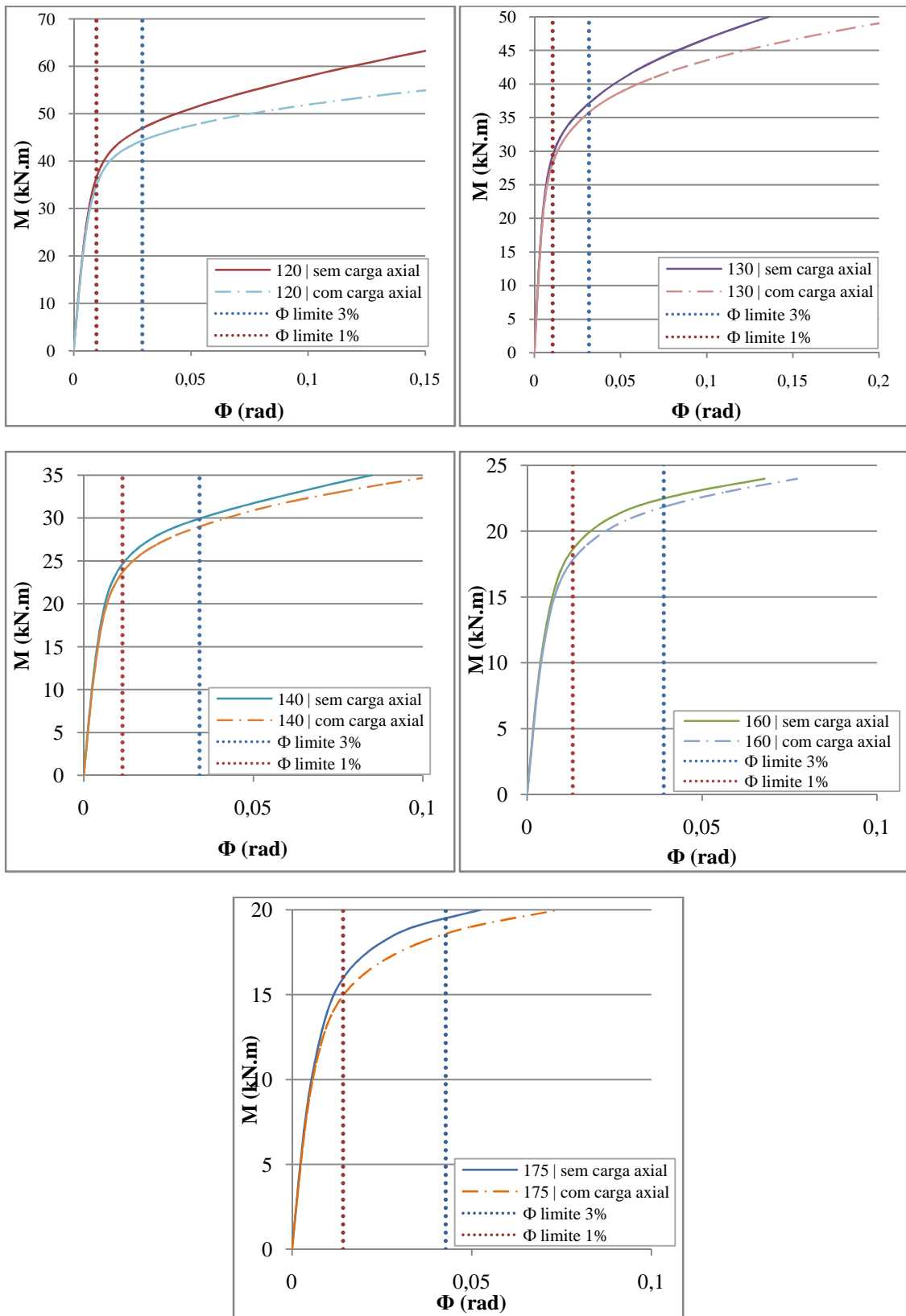


Figura 5.23 - Efeito do carregamento axial da coluna nos modelos multiplanares: Viga W250x17,9

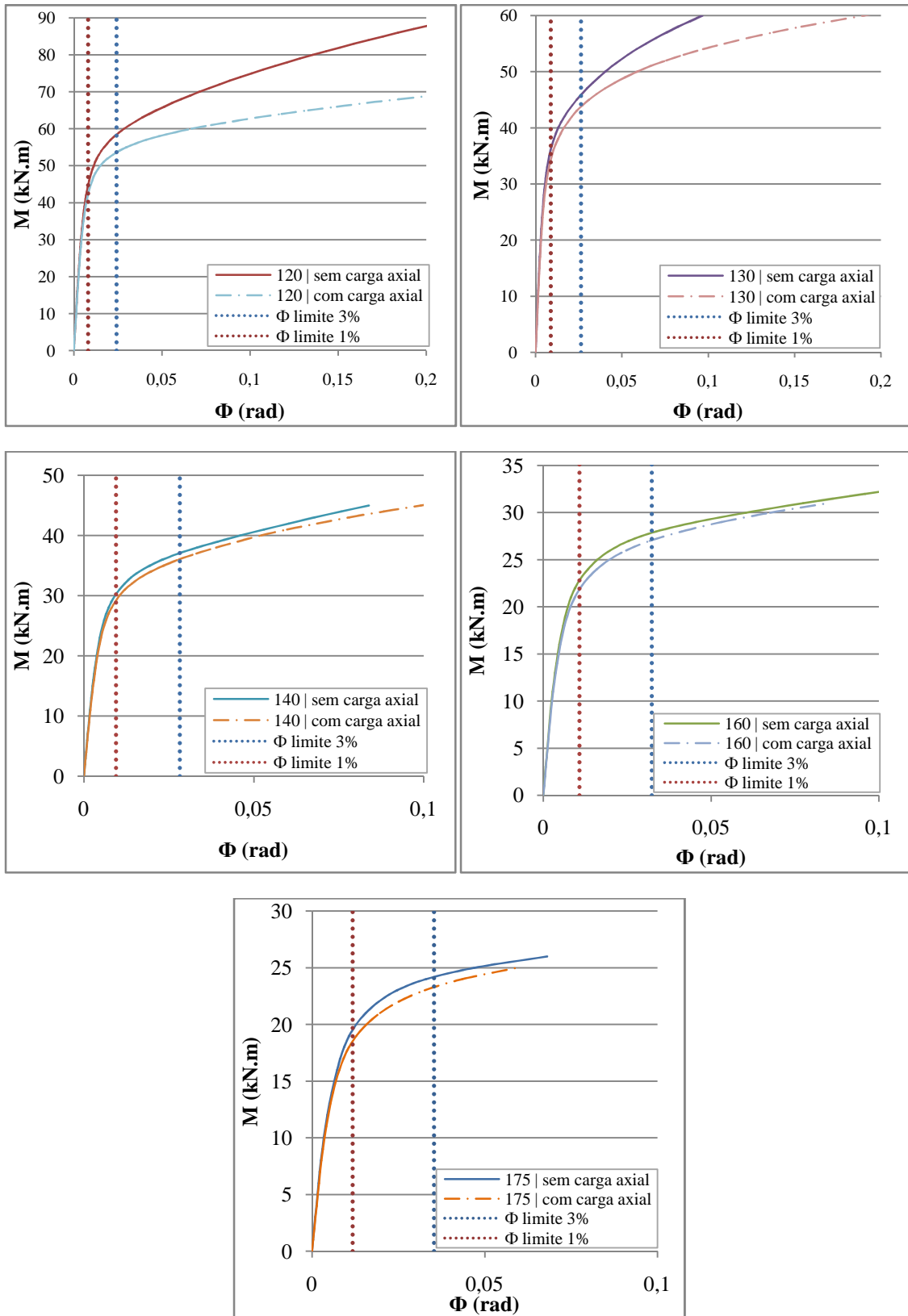


Figura 5.24 - Efeito do carregamento axial da coluna nos modelos multiplanares: Viga W310x21,0

A Tabela 5.8 apresenta os resultados teóricos e numéricos para o momento resistente encontrado para os modelos.

Tabela 5.8 - Comparação dos resultados numéricos e teóricos para o momento resistente: Modelos multiplanares com carregamento axial na coluna

Coluna	Viga W200x15	$M_{1,Rd}^{Lu}$ (kN.m)	$M_{num}^{1\%b_0}$ (kN.m) (A)	$M_{num}^{3\%b_0}$ (kN.m) (B)	$\frac{B}{A}$	$M_{1,Rd}^{ABNT}$ (kN.m)*	$\frac{M_{num}^{3\%b_0}}{M_{1,Rd}^{Lu}}$	Rigidez Inicial (kN.m/rad)
120x6,3 $\beta=0,83$ $2\gamma=19,05$	W200x15,0	18,4	27,0	33,3	1,2	19,1	1,8	3250
	W250x17,9	23,6	34,5	44,4	1,3	24,3	1,9	4500
	W310x21,0	28,6	41,0	51,7	1,3	29,6	1,8	6150
130x6,3 $\beta=0,77$ $2\gamma=20,63$	W200x15,0	15,6	21,0	25,6	1,2	17,7	1,6	2800
	W250x17,9	20,0	27,8	35,6	1,3	22,6	1,8	4200
	W310x21,0	24,2	34,1	44,0	1,3	27,5	1,8	5575
140x6,3 $\beta=0,71$ $2\gamma=22,22$	W200x15,0	13,7	17,9	21,0	1,2	16,6	1,5	2250
	W250x17,9	17,6	23,5	29,0	1,2	21,1	1,6	3225
	W310x21,0	21,2	29,1	36,0	1,2	25,8	1,7	4850
160x6,3 $\beta=0,63$ $2\gamma=25,40$	W200x15,0	11,3	13,5	16,8	1,2	14,7	1,5	1540
	W250x17,9	14,4	17,8	21,7	1,2	18,8	1,5	2400
	W310x21,0	17,4	21,6	27,0	1,3	22,9	1,6	3375
175x6,3 $\beta=0,57$ $2\gamma=27,78$	W200x15,0	10,1	12,0	14,5	1,2	13,6	1,4	1200
	W250x17,9	12,9	14,6	18,5	1,3	17,4	1,4	1850
	W310x21,0	15,6	18,4	23,2	1,3	21,2	1,5	2400

*Modo de falha: Puncionamento da face da coluna.

$M_{1,Rd}^{Lu}$ - Momento resistente segundo Lu (1997)

$M_{1,Rd}^{CIDECT}$ - Momento resistente segundo o guia CIDECT (2010)

$M_{num}^{1\%b_0}$ - Momento numérico para $\Delta = 1\%b_0$

$M_{num}^{3\%b_0}$ - Momento numérico para $\Delta = 3\%b_0$

$M_{1,Rd}^{ABNT}$ - Momento resistente segundo a ABNT/PN 02 125.03-004 (2011)

Como a relação entre o momento numérico correspondente a deformação de $3\%b_0$ e o momento numérico correspondente a deformação de $1\%b_0$ foi menor que 1,5, o momento resistente numérico da ligação é o que corresponde a deformação de $3\%b_0$.

Os modelos multiplanares com a consideração do carregamento axial comportaram-se de maneira similar aos modelos uniplanares com carregamento axial, sendo que os valores dos momentos resistentes dos modelos com maiores valores de β que consideraram o carregamento axial mostraram-se conservadores em relação aos resultados dos modelos com menores valores de β .

5.7) Tensão de von Mises

Considerou-se importante o acompanhamento da evolução da tensão de von Mises na face do tubo para que fosse possível entender melhor o seu comportamento na ligação. É possível identificar os pontos de plastificação da estrutura na medida em que o carregamento é aplicado.

A seguir, na Figura 5.25 são apresentadas as distribuições das tensões para os modelos que utilizaram a coluna $140 \times 140 \times 6,3$ mm e a viga W200x15 após a aplicação dos carregamentos propostos (coluna sem e com carregamento axial) e considerando a alteração da geometria (modelos uniplanares e modelos multiplanares).

Estes modelos foram considerados representativos para mostrar a distribuição da tensão de von Mises, pois a distribuição desta tensão nos demais modelos ocorreu de forma similar.

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

Como exposto anteriormente, o momento resistente dos estudos numéricos foi tomado quando a deformação do modelo, que depende da largura da coluna e da altura da viga, atinge 3% da largura da coluna (b_0). Para todos os modelos em estudo o modo de falha ocorrido foi a plastificação da face da coluna.

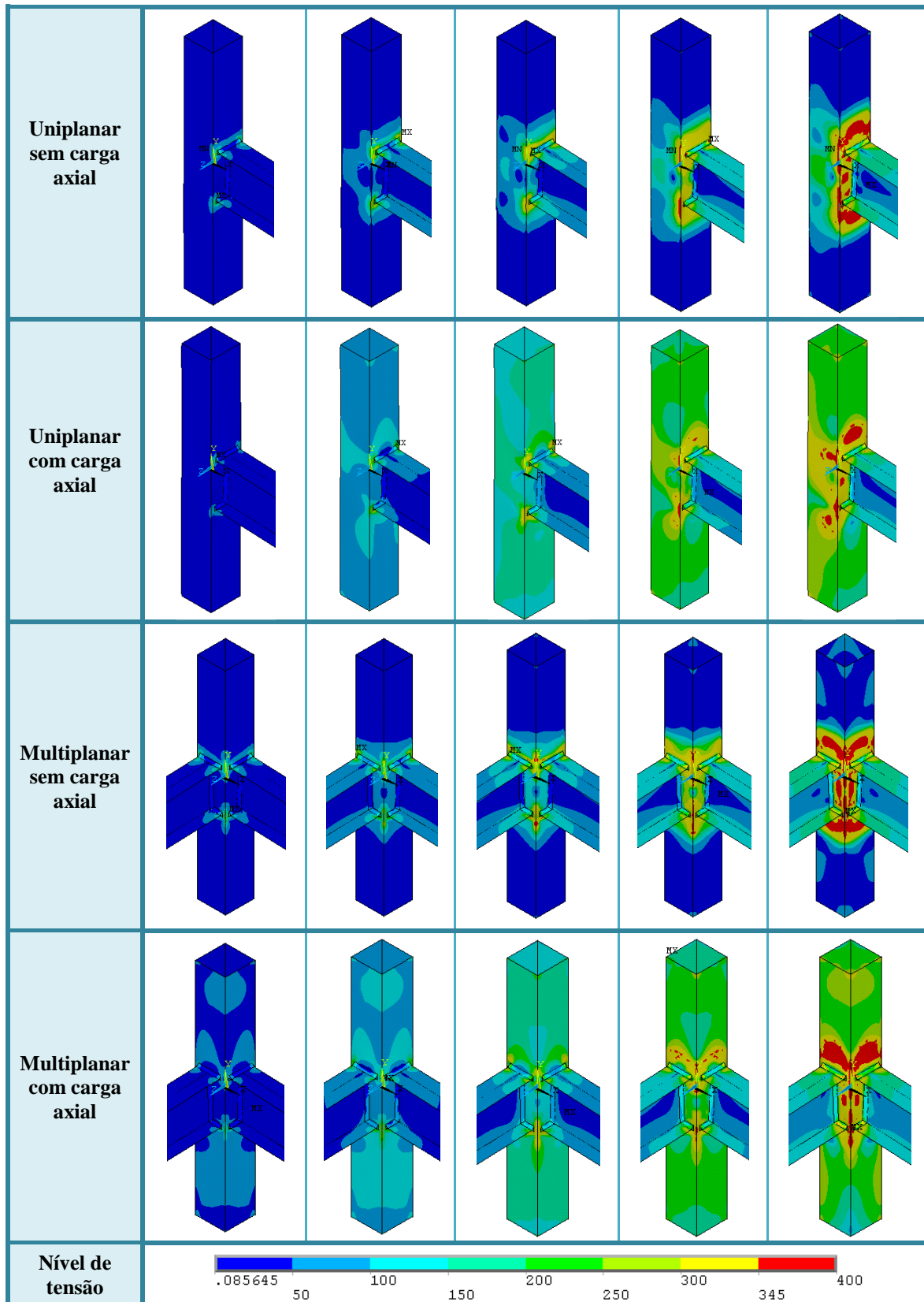


Figura 5.25 - Evolução das tensões de von Mises (MPa)

CONCLUSÕES

6.1) Conclusões

Embora o uso da construção em aço no Brasil ainda seja restrito, nos últimos anos, a demanda por soluções desse tipo vem crescendo. A escolha é feita, principalmente, por clientes que necessitam de racionalização na obra e de projetos ecoeficientes. Este fato impulsiona o contínuo desenvolvimento de pesquisas no ramo das estruturas metálicas.

Após as análises numéricas realizadas neste trabalho foi possível verificar que os resultados obtidos apresentaram boa correlação com os resultados teóricos, mostrando assim que a metodologia adotada, ou seja utilizando elemento de casca (*Shell 281*) e representando a solda foi adequada, trazendo valores representativos e próximos dos fornecidos pelas formulações propostas pelos autores pesquisados e normas vigentes.

Em termos de rigidez inicial, as ligações poderiam ter sido classificadas como rígidas, semi-rígidas ou flexíveis; todas as ligações foram classificadas como semi-rígidas, exceto as que utilizaram viga W250x17,0 com coluna de 120 mm de largura e a viga W310x21,0 com colunas de 120 mm e 130 mm de largura que foram classificadas como rígidas.

Foi possível observar que à medida em que a altura da seção transversal da viga foi aumentada, houve o acréscimo de resistência da ligação, devido ao aumento do binário resistente. De maneira oposta a esse comportamento, verificou-se que quando a largura da coluna foi aumentada, houve o decréscimo da resistência da ligação, o que permitiu maiores rotações.

Observou-se que a rigidez inicial da ligação aumentou com o acréscimo da altura da seção transversal da viga ao se utilizar uma mesma coluna; já aumentando a

largura da coluna houve a redução da rigidez inicial. Esta redução pode ser explicada pela maior flexibilidade da parede do tubo frente às solicitações transversais, aumentando a capacidade rotacional dos elementos ligados.

A espessura da coluna também se apresentou como um fator de grande influência nos valores de rigidez inicial e resistência das ligações. Os modelos com pequenas espessuras possuem maior esbeltez (relação entre a largura da coluna e a espessura de sua parede), apresentando assim, rigidez e resistência menores do que os modelos com espessuras maiores. Essa afirmação somente é válida se a largura da coluna permanecer constante.

É possível concluir que a capacidade rotacional das ligações diminui à medida que se aumenta a altura da seção transversal e se aumenta a espessura da coluna, desde que mantida a largura da coluna. E de forma contrária, esta capacidade de rotação aumenta (perda de rigidez) quando há acréscimo da largura da coluna. Pode-se destacar que quanto menor a largura da coluna, maior será a contribuição das paredes laterais na resistência aos esforços aplicados, gerando assim modelos mais resistentes e mais rígidos.

A influência da solda nos resultados numéricos obtidos foi bastante expressiva, comprovando o comportamento esperado de que a solda aumentaria a rigidez inicial e a resistência das ligações. Este aumento foi bastante expressivo para a coluna de menor largura e se deve ao fato de que a solda distribui melhor as tensões transferidas pelas mesas da viga à coluna, aumentando a área de transferência dos esforços da viga para a coluna.

Foi possível perceber que para aumentar a rigidez de uma ligação deve-se adotar perfis para colunas que gerem pequenos valores de 2γ e grandes valores de β , e se as dimensões da coluna não forem alteradas, deve-se aumentar a altura da viga.

Os modelos de geometria multiplanar apresentaram rigidez inicial e resistência ligeiramente superiores aos modelos de geometria uniplanar, podendo-se considerar que foram aproximadamente iguais, conforme uma das conclusões dos trabalhos realizados por Lu (1997). As ligações que simularam o efeito do carregamento axial nas colunas

tiveram perda de rigidez e de resistência, prevalecendo o comportamento de que os resultados dos modelos uniplanares foram aproximadamente iguais aos dos modelos multiplanares.

O modo de falha que ocorreu em todos os modelos considerando as análises numéricas e teóricas foi a plastificação da face da coluna, sendo a deformação limite da face da coluna o valor da rotação correspondente a 3% da largura da mesma. A ABNT/PN 02 125.03-004 (2011) e o Eurocode 3 (2005) não preveem este modo de falha, sendo que os resultados teóricos apresentaram-se conservadores.

Apesar da boa correlação entre os resultados obtidos e os procedimentos normativos apresentados, é necessário o desenvolvimento contínuo de formulações e ferramentas que permitam o cálculo da rigidez e da ductilidade das ligações que utilizam perfis tubulares.

Com as classificações obtidas neste trabalho, fica evidenciada a necessidade de se realizar mais pesquisas sobre o conceito de semi-rigidez, o que permite entender melhor o comportamento global das estruturas.

6.2) Propostas para trabalhos futuros

Após a realização deste trabalho pode-se sugerir as seguintes investigações para que seja dada continuidade à análise de ligações entre colunas RHS e vigas I:

- Análise experimental dos modelos propostos. Através dos ensaios é possível validar os resultados numéricos e os resultados teóricos, havendo ainda a calibração dos modelos tridimensionais;
- Estudo da influência do uso de elementos enrijecedores na resistência e na rigidez das ligações; estes elementos já foram e continuam sendo estudados nos casos dos perfis circulares (CHS);

- Análise de ligações que utilizam pilares internos, ou seja, ligados a quatro vigas sob efeito de cargas;
- Também é interessante que seja verificada a alteração da resistência e da rigidez das ligações caso a coluna fosse preenchida por concreto. Neste caso, um estudo sobre estruturas mistas de aço e concreto deve ser desenvolvido havendo o aproveitamento das melhores características de cada material;
- Aprimoramento da modelagem numérica através da inserção de raio de curvatura nas colunas e variação da solda em função das espessuras da coluna e viga;
- Repetição do trabalho para modelos que utilizam a coluna de seção retangular;
- Simular o efeito de carregamentos desiguais entre as vigas, considerando até mesmo a inversão de momentos, no caso dos modelos multiplanares.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, NBR 8800, (2008). Associação Brasileira de Normas Técnicas. Projeto de estrutura de aço e de estrutura mista de aço e concreto de edifícios. Segunda edição. Rio de Janeiro.

ABNT/PN 02 125.03-004, (2011). Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares.

AISC, (2005). American Institute of Steel Construction. Load and resistance factor design specification for steel hollow structural sections.

ANSYS, (2007). Inc. theory reference (version 11.0).

BIJLAARD et al, (1988). BIJLAARD, F.S.K., SEDLACEK, G., STARK, J.W.B., Procedure for the determination of design resistance from tests.

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

CBCA, (2007). Centro Brasileiro da Construção em Aço.

CIDECT, (2004). KUROBANE, Y., PACKER, J. A., WARDENIER, J., YEOMANS, N. Design Guide for Structural hollow section column connections.

CIDECT, (2009). PACKER, J. A., WARDENIER, J., ZHAO, X. -L., van der VEGTE, G. J. Design Guide for Rectangular hollow section (RHS) joints under predominantly static loading.

CIDECT, (2010). WARDENIER, J., PACKER, J. A., ZHAO, X. -L., van der VEGTE, G. J. Hollow section in structural applications.

DAVIES, G., PACKER, J.A., (1982). Predicting the strength of branch plate – RHS connections for punching shear, Canadian Journal of Civil Engineering.

DEXTER, E. M., (1996). Effects of overlap on behavior and strength of steel circular hollow section joints. Swansea: University of Wales, 1996. (PhD thesis).

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

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

FREITAS, P. C. B., (2009). Análise numérica de ligações metálicas viga-coluna com coluna tubular circular. Dissertação de mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

GALAMBOS, T. V., (1988). Guide to stability design criteria for metal structures.

GERDAU AÇOMINAS, (2009). Tabela de perfil laminado I e H. Disponível em <www.portalmetalica.com.br>.

GERKEN, F. S., (2003). Perfis tubulares: Aspectos arquitetônicos e estruturais. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto.

HOTES, S. L. S., (2005). Capacidade resistente da alma de pilares sob momento fletor. Seminário de Qualificação. Universidade Federal de Ouro Preto.

LIMA, L. R. O., (2005). Análise paramétrica de ligações “t” com perfis tubulares em aço através de um modelo de elementos finitos. Proceedings of the XXVI Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering – CILAMCE. Brazilian Assoc. for Comp. Mechanics (ABMEC) & Latin American Assoc. of Comp. Methods in Engineering (AMC), Guarapari, Espírito Santo, Brazil.

LEE, M. M. K., & WILMSHURST, S. R., (1995). Numerical modeling of CHA joints with multiplanar double-K configuration. Journal of constructional steel research.

LU, L. H., (1997). The static strength of I-beam to rectangular hollow section column connections.

LU, L. H., WINKEL, G. D., YU, Y. & WARDENIER, (1994). Deformation limit for the ultimate strength of hollow section joints. Delft University of Technology Netherlands.

MAGGI, Y. I., (2004). Análise do comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-pilar com chapa de topo estendida. Tese de doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

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

MAYOR, I. M. S., (2010). Análise teórica-experimental de ligações tipo “K” e “KT” compostas por perfis tubulares de seção retangular e circular. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto.

MENDANHA, F. O., (2006). Análise de ligações de perfis tubulares em aço do tipo “K” e “KT”. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto.

MENDES, F. C., (2008). Análise teórica-experimental de ligações tipo “T”, “K” e “KT” com perfis metálicos tubulares. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto.

PACKER, J. A., HENDERSON, J. E., (1997). Hollow Structural Sections – Connections and Trusses. Canadian Institute of Steel Construction.

PFEIL, W., PFEIL, M. (2008). Estruturas de aço – Dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800-2008.

REIS, S. L. F., FREITAS, A. M. S., DE PAULA, G. D., (2012). Análise teórico experimental de ligações soldadas entre perfis de seção circular e I. Artigo técnico, revista da estrutura de aço.

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

REIS, S. L. F., FREITAS, A. M. S., ARAÚJO, A. H. M. e LIMA, L. R. O., (2011). Avaliação numérica de ligações tubulares soldadas entre perfis circulares e vigas I considerando o efeito das cargas axiais.

REIS, S. L. F., FREITAS, A. M. S., DE PAULA, G. D., LIMA, L. R. O., (2011). Avaliação Numérica de Ligações Tubulares Soldadas entre Perfis Circulares e Vigas I. Congresso de Métodos Numéricos em Engenharia 2011, Coimbra, Portugal. Anais APMTAC, Portugal.

REIS, S. L. F., DE PAULA, G. D., ARAÚJO, A. H. M., FREITAS, A. M. S., (2010). Theoretical Analysis of Tubular and "I" Connections. In: XXXIV Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, San Juan, Argentina.

TRISTÃO, G. A. (2006). Análise teórica e experimental de ligações viga mista-pilar de extremidade com cantoneiras de assento e alma. Tese de doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

WARDENIER, J., (1982). Hollow section joints. Delft University Press, Delft, The Netherlands.

WINKEL, G. D., (1998). The static strength of I-beam to circular hollow section column connections. PhD. Thesis, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.

ZAMPROGNA, (2007). Tabela de tubos de aço estruturais/mecânicos. Porto Alegre/RS.