

ESTRUTURAS APORTICADAS MISTAS AÇO-CONCRETO: AVALIAÇÃO DE
METODOLOGIAS DE ANÁLISE

Amália Camillo Avakian

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM
ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

Prof. Eduardo de Miranda Batista, D.Sc.

Prof. Alexandre Landesmann, D.Sc.

Prof^a. Michèle Schubert Pfeil, D.Sc.

Prof. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MARÇO DE 2007

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

AVAKIAN, AMÁLIA CAMILLO

Estruturas aporticadas mistas aço-concreto:
avaliação de metodologias de análise

[Rio de Janeiro] 2007

XV, 158 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc.,
Engenharia Civil, 2007)

Dissertação - Universidade Federal do Rio de
Janeiro, COPPE

1. Análise avançada
2. Ligações semi-rígidas

I. COPPE/UFRJ II. Título (série).

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus e a todas as pessoas que contribuíram de alguma forma para a realização desta grande conquista pessoal:

Ao meu orientador, Professor Eduardo de Miranda Batista, pelo apoio, competência e clareza na orientação do meu trabalho.

Ao meu co-orientador, Professor Alexandre Landesmann, pelo apoio constante, incentivo e pela permissão de utilização do Programa de Análise Estrutural- SAAFE.

Ao meu chefe da Promon Engenharia, Engenheiro José Tadeu Guimarães, o qual sempre me apoiou e incentivou, e por quem tenho grande admiração.

A todos meus colegas de trabalho da Promon Engenharia, em especial, a equipe da disciplina de Civil, pela amizade e apoio.

A todos meus colegas da COPPE/UFRJ, especialmente, Tiago de Oliveira pela contribuição, apoio e palavras de incentivo.

Aos meus grandes amigos, especialmente, José Luis Trotta, Jefferson França, Débora Bechara, que sempre estiveram presentes nesta longa caminhada.

Aos professores e funcionários do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ, pela atenção e colaboração durante o curso de Mestrado.

A minha família, em particular, aos meus queridos pais, Maria Aparecida e Raffi, ao meu irmão amigo Ricardo, as minhas avós queridas Mary e Lourdes, e a minha tia Sônia, os quais sem o amor, apoio e compreensão não teria conseguido superar os momentos difíceis.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

ESTRUTURAS APORTICADAS MISTAS AÇO-CONCRETO: AVALIAÇÃO DE METODOLOGIAS DE ANÁLISE

Amália Camillo Avakian

Março/2007

Orientadores: Eduardo de Miranda Batista
Alexandre Landesmann

Programa: Engenharia Civil

Esta dissertação apresenta a análise dos efeitos de segunda ordem de um edifício misto aço-concreto de múltiplos andares, sendo concebido através de três soluções estruturais distintas: totalmente rígido, rotulado ou contraventado. Métodos aproximados propostos pela NBR 8800- Projeto de Revisão (Setembro de 2006) e pelo AISC (2005) são aplicados para obtenção dos efeitos de segunda ordem. A Análise Avançada utiliza o programa computacional SAAFE (LANDESMANN, 2003), incluindo os efeitos das ligações semi-rígidas na análise estrutural. São propostos três modelos de ligações semi-rígidas: com placa de extremidade estendida; com cantoneiras; com cantoneiras e barras de reforço da laje de concreto. O comportamento não-linear da ligação é representado através do método dos componentes para ligação com placa de extremidade e através do modelo proposto por KISHI e CHEN (1987) para as ligações com cantoneiras para obtenção do momento resistente. Por fim, os resultados da análise estrutural avançada do pórtico plano são comparados com os resultados da análise convencional aproximada, onde as ligações são idealizadas como perfeitamente rígidas.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

STEEL-CONCRETE COMPOSITE FRAME STRUCTURES: EVALUATION OF
METHODOLOGIES OF ANALYSIS

Amália Camillo Avakian

March/2007

Advisors: Eduardo de Miranda Batista
Alexandre Landesmann

Department: Civil Engineering

This dissertation presents the results of the second order analysis for a multistory steel-concrete composite frame, being conceived through three distinct structural systems: fully rigid, pinned or braced. Approximate second order methods proposed by the NBR 8800- Project of Revision (September of 2006) and AISC (2005) are used to obtain the second order effects. Further, the effects of the semi-rigid joints are introduced in the structural analysis through the Advanced Analysis concept using the computational program SAAFE (LANDESMANN, 2003). Three models of semi-rigid joints were considered: composite bolted extended end-plate connection; bolted joints with angles; bolted joints with angles and reinforcing bars of the concrete slab. The nonlinear behavior of the semi-rigid joints is represented through the approach proposed by KISHI and CHEN (1987) for extended end-plate joints connection and through the component method for bolted joints with angles. Finally, the results of the advanced structural analysis of the plane frame are compared with the results of the conventional simplified analysis where the joints are idealized as perfectly rigid.

ÍNDICE

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

I.1- Motivação.....	1
I.2- Revisão Bibliográfica.....	4
I.3- Objetivo do trabalho.....	7
I.4- Organização da dissertação.....	7

CAPÍTULO II

ANÁLISE ESTRUTURAL

II.1- Conceito de Análise Avançada.....	8
II.2- Análise dos efeitos de 2ª ordem: modelos e métodos.....	9
II.2.1- Análise elástica aproximada em 2ª ordem.....	9
II.2.1.1- Método proposto pela especificação AISC Rt.0>>Bi- B	

II.2.121-

II.3.3- Classificação das ligações.....	37
II.3.3.1- Segundo Eurocode 3- Parte 1.8 (2003).....	38
II.3.3.2- Segundo a especificação AISC (2005).....	40

CAPÍTULO III

MODELOS DE LIGAÇÕES VIGA-COLUNA

III.1- Método dos componentes.....	41
III.2- Modelo para ligação aparafusada com placa de extremidade.....	42
III.2.1- Resistência dos componentes da ligação.....	46
III.2.2- Momento resistente da ligação.....	57
III.2.3- Rigidez dos componentes básicos.....	59
III.3- Modelo para ligação aparafusada com cantoneira no topo, assento e dupla na alma.....	61
III.3.1- Momento resistente da ligação.....	61
III.3.2- Rigidez inicial da ligação.....	68
III.3.2.1-Rigidez dos componentes básicos.....	70
III.4- Modelo para ligação mista com cantoneira dupla na alma e no assento....	71
III.4.1- Rigidez inicial da ligação.....	75
III.4.2- Momento resistente da ligação.....	76

CAPÍTULO IV

ESTUDOS DE CASOS

IV.1- Introdução.....	77
IV.2- Modelo básico: Pórtico plano não contraventado de onze andares e dois vãos.....	77
IV.2.1- Características geométricas.....	78
IV.2.1.1 Viga mista.....	79
IV.2.2- Carregamento.....	80
IV.3- Modelo “A”: Pórtico plano não contraventado com ligações rígidas.....	81
IV.3.1- Sem laje de concreto.....	82
IV.3.2- Com laje de concreto.....	89
IV.3.3- Comparações: com laje x sem laje.....	89
IV.4- Modelo “B”: Pórtico plano misto não contraventado com ligações flexíveis no eixo central.....	92

IV.4.1- Sem laje de concreto.....	93
IV.4.2- Com laje de concreto.....	99
IV.4.3- Comparações: com laje x sem laje.....	99
IV.5- Modelo “C”: Pórtico plano misto contraventado com ligações flexíveis.....	102
IV.5.1- Sem laje de concreto.....	103
IV.5.2- Com laje de concreto.....	109
IV.5.3- Comparações: com laje x sem laje.....	109
IV.6- Modelos com ligações semi-rígidas.....	112
IV.6.1- Modelo “D”: Pórtico plano com ligações semi-rígidas - placa de extremidade.....	113
IV.6.2- Modelo “E”: Pórtico plano com ligações semi-rígidas – cantoneira de topo-alma e assento.....	114
IV.6.3- Modelo “F”: Pórtico plano com ligações semi-rígidas e mistas – cantoneira de alma e assento.....	115
IV.6.4- Curvas θ dos modelos “D”, “E” e “F”	116
IV.7- Comparações Gerais.....	117
IV.7.1- Modelos sem ligações semi-rígidas.....	117
IV.7.1.1- Modelo “A” x Modelo “B” x Modelo “C” – Sem laje.....	117
IV.7.1.2- Modelo “A” x Modelo “B” x Modelo “C” – Com laje.....	121
IV.7.2- Modelos com ligações semi-rígidas.....	123
IV.7.2.1- Modelo “A” sem laje x Modelo “E”	123
IV.7.2.2- Modelo “A” com laje x Modelo “F”	126
IV.7.2.3- Modelo “A” modificado x Modelo “D”	129

CAPÍTULO V

CONCLUSÕES.....	132
------------------------	------------

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	136
--	------------

ANEXO A: Cálculo dos fatores de amplificação B_1 e B_2 segundo AISC (2005).....	142
--	------------

ANEXO B: Aplicação do método dos componentes para ligação com placa de extremidade estendida.....	144
ANEXO C: Aplicação do método dos componentes e modelo de Kishi e Chen (1987) para ligação com cantoneira de topo, alma e assento.....	149
ANEXO D: Aplicação do método dos componentes e modelo de Kishi e Chen (1987) para ligação mista com cantoneira de alma e assento.....	155

Lista de símbolos:

Letras romanas minúsculas

largura efetiva da mesa da coluna em flexão
largura efetiva da alma da coluna em compressão
largura efetiva da alma da coluna em tração
largura efetiva da alma da viga em tração
largura efetiva da placa de extremidade em flexão
largura da mesa da coluna
largura da cantoneira de topo
diâmetro do parafuso
diâmetro da cabeça do parafuso
altura do andar
altura da alma da coluna
tensão limite de escoamento da alma da viga
tensão de escoamento das barras de reforço da laje de concreto
tensão limite de escoamento da alma da coluna
tensão limite de escoamento da mesa da coluna
tensão de ruptura do aço
tensão de ruptura do parafuso
altura total da viga
distância da linha de parafusos ao centro de compressão adotado
braço de alavanca equivalente
fator de redução da rigidez inicial das barras de reforço devido à
deformação dos conectores em cisalhamento
rigidez inicial das barras de reforço sem considerar a deformação dos
conectores em cisalhamento
rigidez inicial dos conectores em corte
fator de correção da resistência à compressão da alma da coluna
distância entre duas linhas de plastificação
número de linhas de parafusos na região tracionada
número de cantoneiras presentes na alma da viga
espessura da mesa da viga

espessura da mesa da coluna
espessura da cantoneira de topo
espessura da alma da viga
espessura da alma da coluna

Letras romanas maiúsculas

área resistente transversal do parafuso
área transversal da coluna
área transversal das barras de reforço da laje
área de corte da alma da coluna
fator de amplificação de momento fletor
fator de amplificação de momento fletor
resistência individual a tração do parafuso
fator de equivalência de momentos fletores
módulo de elasticidade do aço
módulo tangente
resistência de cálculo da mesa e alma da viga em compressão
resistência de cálculo da alma da viga em tração
força de compressão localizada na espessura média da aba horizontal da cantoneira de assento
resistência de cálculo mesa da coluna em flexão
resistência de cálculo da alma da coluna em compressão
resistência de cálculo da alma da coluna em cisalhamento
resistência de cálculo da alma da coluna em tração
resistência de cálculo placa de extremidade em flexão
força de tração nas barras de reforço
resistência de cantoneira de assento em compressão
resistência de cada linha de parafusos em tração
esforço cortante no andar
 θ rigidez inicial da ligação
rigidez inicial dos parafusos em corte na cantoneira de assento
rigidez inicial dos parafusos em corte na cantoneira de topo
rigidez inicial dos parafusos em corte na cantoneira de alma

	rigidez inicial da mesa da viga submetida à pressão de contato
	rigidez inicial dos parafusos em tração da linha de parafusos
	rigidez inicial da alma da viga submetida à pressão de contato
	rigidez inicial da mesa da coluna em flexão da linha de parafusos
	rigidez inicial da alma da coluna em compressão
	rigidez inicial da alma da coluna em tração da linha de parafusos
	rigidez inicial da alma da coluna em cisalhamento
	rigidez equivalente de uma linha de parafusos
	rigidez inicial da placa de extremidade em flexão da linha de parafusos
	rigidez inicial das barras de reforço em tração considerando a deformação
	rigidez inicial dos conectores em cisalhamento
	rigidez inicial da cantoneira de assento submetida à pressão de contato
	rigidez equivalente total da zona tracionada
	rigidez inicial da cantoneira de topo em flexão
	rigidez inicial da cantoneira de topo submetida à pressão de contato
	rigidez inicial da cantoneira de alma em flexão dos conectores em cisalhamento
	rigidez inicial da cantoneira de alma submetida à pressão de contato
	momento resistente da ligação
	momento plástico de projeto da viga
() ,	momento resistente da cantoneira de topo e assento
() ,	momento resistente da cantoneira de alma
(+ +) ,	momento resistente da ligação formada por duas cantoneiras na alma, uma cantoneira no topo e outra no assento
(+ +) ,	momento resistente da ligação mista formada por duas cantoneiras na alma e uma cantoneira no assento
Δ	soma dos produtos de todas as forças verticais de cálculo atuantes na estrutura pelos deslocamentos horizontais
	momento de tombamento
	momento fletor solicitante de cálculo de 1ª ordem assumindo nenhum deslocamento lateral da estrutura

momento fletor solicitante de cálculo de 1ª ordem, correspondente apenas ao efeito dos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura

momento fletor solicitante de cálculo

momento plástico por unidade de comprimento da aba da cantoneira de topo adjacente à coluna

momento resistente puro plástico

força normal de flambagem elástica calculada com o comprimento real da barra

força normal de flambagem elástica calculada considerando a estrutura deslocável

esforço normal solicitante de cálculo de 1ª ordem assumindo nenhum deslocamento lateral da estrutura

esforço normal solicitante de cálculo de 1ª ordem, correspondente apenas ao efeito dos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura

esforço normal solicitante de cálculo

resistência plástica axial

coeficiente de ajuste da carga crítica de flambagem

rigidez tangente da ligação

funções de estabilidade

funções de estabilidade

resistência do enrijecedor diagonal da alma da coluna

resistência do painel de alma da coluna em cisalhamento

resistência do enrijecedor transversal da alma da coluna

força de corte plástico por unidade de comprimento da aba superior da cantoneira de topo

força de corte puro da cantoneira de topo

força de corte plástica resultante da cantoneira de alma

força de corte puro da cantoneira de alma

Letras gregas

α estado de esforços combinados, momento fletor e esforço axial

β parâmetro que leva em conta os momentos aplicados no nó

Δ	deslocamento lateral de 1ª ordem relativo entre andares
γ	coeficiente de segurança referente a flambagem da placa
γ	coeficiente de resistência referente à resistência da seção transversal
γ	coeficiente de avaliação dos esforços de 2ª ordem
η	parâmetro de redução de rigidez
θ	rotação relativa entre a viga e a coluna
ω	parâmetro de redução que leva em conta o efeito das tensões cisalhantes
$\bar{\lambda}$	esbeltez da placa

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

I.1 Motivação

A presente dissertação é dirigida à análise do comportamento de estruturas aporticadas de andares múltiplos, constituídas por elementos de aço - vigas e pilares, associados a laje em concreto armado. Tais estruturas mistas aço-concreto constituem uma grande família de edificações típicas de construção civil e, por isso, merecem destaque, devendo ser investigadas como um conjunto típico de estruturas de aço.

Uma estrutura “real” do tipo acima referido é um conjunto complexo de vários membros individuais, conectados entre si e trabalhando em conjunto, no qual cada elemento é dimensionado para resistir com segurança aos esforços e tensões originados pelos carregamentos. Sabendo-se que os elementos estruturais de barra (vigas e colunas), de placa (laje) e as ligações são as partes básicas e integrantes do sistema estrutural, suas contribuições devem ser integralmente consideradas na performance global da estrutura (LIEW . Part1 1993).

De forma a representar o comportamento interdependente dos membros conectados do sistema estrutural, os métodos de projeto usuais consideram esta interdependência de maneira inconsistente, com aproximações principalmente na interação viga-coluna. Como exemplo de uma aproximação da interação viga-coluna no sistema estrutural, é utilizado o fator de comprimento efetivo de flambagem, . Este método aproximado nem sempre representa corretamente o comportamento da ligação viga-coluna. Além do mais, este método não captura a redistribuição inelástica dos esforços internos do sistema estrutural, partindo do princípio que o uso de fatores de amplificação do momento e , propostos pelo AISC (2005), para consideração dos efeitos de 2ª ordem, não leva em conta esta redistribuição.

Podemos citar outra simplificação presente na classificação das estruturas aporticadas. De acordo com a existência ou não de um sistema suficientemente rígido de

elementos capazes de resistir às forças laterais, as estruturas são classificadas como “ ” ou “ ” (). Esta classificação determina que as ligações sejam idealizadas de forma extrema como “ ” ou “ ”. Estas análises convencionais utilizadas nos projetos de engenharia, tratando os nós da estrutura como ou apesar de conservadoras e menos trabalhosas, não condizem com o comportamento real da estrutura.

Para estruturas aporticadas com ligações idealizadas como , a rigidez desenvolvida pela ligação pode contribuir para a distribuição dos momentos fletores nas vigas e colunas e, em contrapartida, nas ligações idealizadas como , a deformação desenvolvida pela ligação aumenta a sensibilidade da estrutura para efeitos de 2ª ordem. Estes modelos simplificados de análise são indubitavelmente efetivos para uma grande quantidade de modelos estruturais, mas em muitos casos a correta avaliação do “verdadeiro” comportamento estrutural requer a presença das características das ligações. Atualmente, é reconhecido pelos pesquisadores de engenharia estrutural e engenheiros calculistas, que a grande maioria das ligações metálicas são , assumindo um comportamento não-linear entre dois extremos: perfeitamente flexível e perfeitamente rígido (BJORHOVDE , 1990).

Da mesma forma que o aço tem sido largamente utilizado para estruturas aporticadas em construções modernas, a solução em estruturas mistas também deve ser considerada como uma solução construtiva vantajosa para estruturas de edifícios, sob o ponto de vista da relação custo-benefício. Além de promover maior velocidade e praticidade na execução da obra em comparação às de concreto armado, as estruturas mistas permitem obter uma redução de peso de aço quando comparado à solução com viga metálica isolada. Com a representação da ligação mista na análise da estrutura, que normalmente é obtida através de uma ligação metálica flexível ou semi-rígida, a ligação desenvolve substancial aumento de rigidez e resistência ao momento fletor em relação à solução com viga metálica isolada. Como consequência, é possível reduzir a rigidez e a resistência da viga mista ao substituir as ligações originais por ligações mistas (QUEIROZ , 2001, OLIVEIRA, 2003).

Diversas pesquisas sobre o comportamento das ligações semi-rígidas têm sido conduzidas ao longo dos últimos 20 anos e, a partir de uma nova concepção estrutural, têm sido incorporada nas normas modernas. As especificações da norma americana AISC (2005) distinguem dois tipos de construção: completamente restringidas () e parcialmente restringidas (), sendo que este último engloba os pórticos semi-contínuos, caracterizados por ligações semi-rígidas entre seus elementos. Da mesma forma, a norma europeia Eurocode 3: Parte 1.1 (1992) introduz um avanço ao incorporar o conceito da semi-rigidez dos pórticos. Nele é proposto um método de classificação da ligação de acordo com as características do nó, particularmente com relação à rigidez inicial e ao momento resistente da ligação relativa aos membros conectados. A Fig. 1.1 apresenta esses conceitos de sistema estrutural.

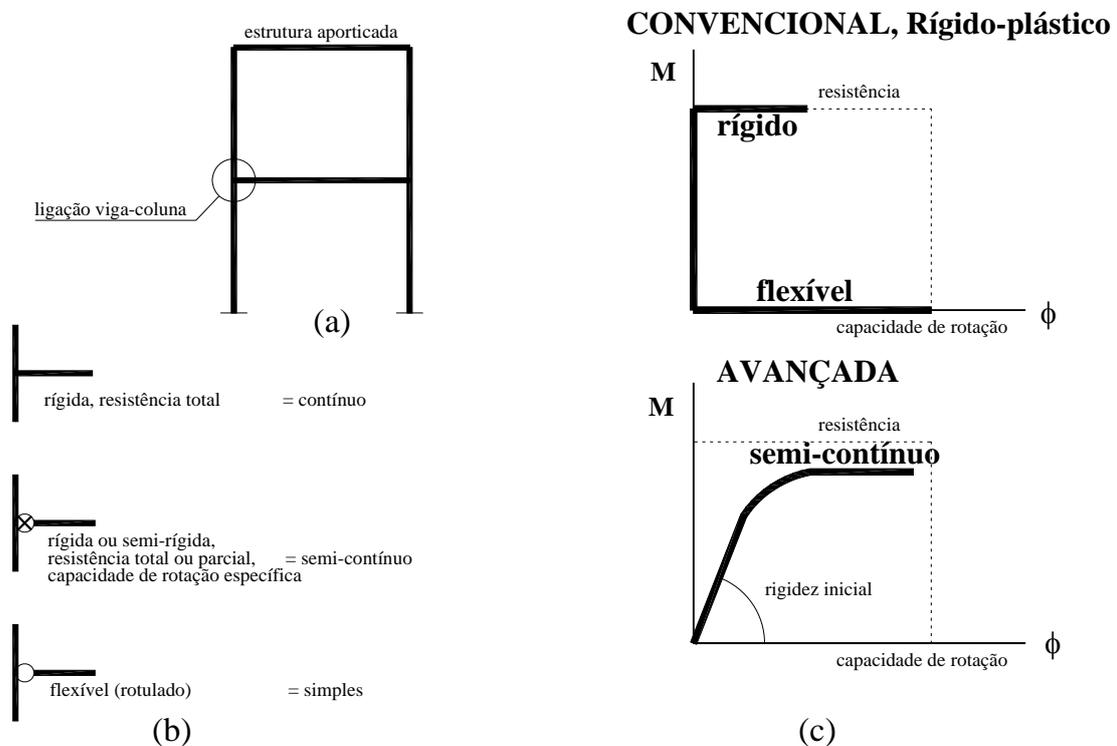


Figura 1.1 – Sistemas estruturais para pórticos de aço: (a) pórtico simples; (b) tipos de ligação viga-coluna; (c) resposta momento-rotação de ligações viga-coluna.

O desenvolvimento acelerado da ciência da computação - e , tornou possível a utilização de métodos de análise que representem a resistência, o comportamento e a estabilidade global e local do sistema estrutural, de forma que a verificação estrutural dos membros individualizados não seja necessária (KIM e CHEN, 1999). Esta metodologia, denominada genericamente de

, desenvolve-se através de uma análise inelástica de 2ª ordem – geométrica e física. Desta forma, devemos desenvolver métodos práticos de dirigida ao projeto estrutural, para estruturas aporticadas , sem o uso de métodos aproximados simplificados para representar a interação viga-coluna, como é o caso do tradicional coeficiente de flambagem de barras . O uso deste conceito de análise estrutural, através da incorporação de análises não-lineares, pode resultar em estruturas mais eficientes.

I.2 Revisão Bibliográfica

Extensos trabalhos de pesquisas têm sido desenvolvidos com foco nas ligações semi-rígidas. Através de dados experimentais, os pesquisadores conseguiram obter uma avaliação correta do comportamento da ligação viga-coluna. Basicamente, quatro bancos de dados estão disponíveis. O primeiro desenvolvido foi de GOVERDHAN (1983) que abrange ensaios com cantoneiras duplas de alma, cantoneira simples de alma, chapas de extremidade e cantoneiras de topo e assento com ou sem cantoneiras de alma.

O primeiro banco Europeu de ligações metálicas foi desenvolvido por NETHERCOT (1985). As tipologias das ligações incluem aquelas examinadas por GOVERDHAN assim como ligações tipo “ ” com ou sem cantoneiras de alma.

Em 1986, os trabalhos de GOVERDHAN (1983) foram seguidos por KISHI e CHEN, os quais elaboraram banco de dados colecionando todos os dados experimentais realizados pelo mundo desde 1936 até a data presente do estudo. Adicionalmente, desenvolveram o programa SCDB (Steel Connection Data Bank) para recuperar dados experimentais e estabelecer uma relação matemática no ajuste da curva experimental momento-rotação da ligação (CHEN e TOMA, 1994; KISHI, 1994).

Finalmente, um novo banco de dados, SERICON, foi criado na Europa por (GERARDY e SCHLEICH, 1991; WEINAND, 1992).

Com auxílio dos dados experimentais foram desenvolvidos modelos de cálculo representando o comportamento das ligações viga-coluna. É evidente que dados experimentais não conduzem a aplicação direta nas práticas da engenharia, tendo em vista a grande variedade de tipos de ligações, propriedades geométricas, incluindo detalhes de enrijecedores na zona do painel da coluna, conectores, etc. No entanto os resultados dos experimentos permitiram a calibração de metodologias para representar ligações entre perfis de aço.

Dentre os métodos empíricos de obtenção da curva momento-rotação, destacam-se o trabalho de FRYE e MORRIS (1975), o qual baseia-se numa representação polinomial ímpar, e o trabalho de FAELLA (1997), que aponta para um procedimento mais prático no caso das ligações de placa de extremidade. Através do estudo do comportamento das ligações com cantoneiras de alma e assento utilizando as propriedades geométricas e mecânicas, KISHI e CHEN (1987) desenvolveram um método analítico para prever a curva momento-rotação desse tipo de ligação.

TSCHEMMERNEGG e HUMER (1988a; 1988b) desenvolveram um método mecânico capaz de simular a resposta das ligações soldadas não enrijecidas, influenciadas pela transmissão da carga de viga para a coluna e da deformação do painel de cisalhamento da coluna.

Em 1997, o Eurocode 3: Anexo J (1997), passou a adotar o novo conceito estrutural de ligações semi-rígidas ao incorporar um método de classificação de rigidez da ligação baseado nos critérios de rigidez à rotação e resistência, critérios estes adotados para análise elastoplástica. No critério de rigidez à rotação, as ligações são classificadas como nós rotulados (), semi-rígidos ou rígidos. Pelo critério da resistência ao momento fletor, as ligações são classificadas em: completamente resistentes (), onde as resistências são iguais ou superiores às dos membros conectados; parcialmente resistentes (), onde as resistências são inferiores às dos membros conectados. Seguindo em 1998, o Eurocode 3: Parte 1.8 (2003) introduz o método dos componentes para determinação da curva momento-rotação da ligação.

No desenvolvimento dos estudos das ligações mistas, o Eurocode 4: Parte 1.1 (1994), define ligações mistas aço-concreto, mas não dita regras de cálculo. Recentemente foi incluída uma ementa no Eurocode 3: Parte 1.1 (1997) contemplando as cláusulas para o projeto de ligações mistas. Para ligações metálicas, a norma brasileira NBR-8800- Projeto de Revisão (Setembro de 2006) classifica a rigidez da ligação através da rigidez relativa entre viga-coluna, mas não dita regras para obter a resistência da mesma. Por outro lado, para ligações mistas, a norma brasileira incorpora os conceitos do Eurocode 3: Parte 1.8 (2003) na obtenção da resistência e rigidez inicial da ligação.

Estudos como os de MONCARZ e GESTLE (1981); VAN DOUVEN (1981); BJORHOVDE (1984); ANDERSON (1995); FAELLA (1996b, 1997), enfatizaram os benefícios econômicos ao se considerar no projeto estrutural o comportamento real do nó viga-coluna.

A partir da década de 90, vários pesquisadores, entre eles CHEN e SOHAL (1995), CHEN e KIM (1997) e CHAN e CHUI (1997,2000) sugerem a adoção de metodologias de análise e projeto que considerem efeitos de segunda ordem, da plasticidade do aço, da semi-rigidez das ligações, e, ainda, que atendam às curvas de interação M-P (momento – esforço axial) e demais especificações das normas de projeto.

Destacando o empenho dos pesquisadores brasileiros, podemos citar o trabalho de OLIVEIRA (2003). No seu trabalho é apresentada uma ferramenta computacional para análise de sistemas de pisos mistos aço-concreto considerando a presença da ligação semi-rígida viga-viga. Da mesma forma, LANDESMANN (2003) desenvolveu uma metodologia de análise estrutural não-linear elastoplástica para estruturas aporticadas considerando a flexibilidade das ligações metálicas viga-coluna. Através de resultados experimentais e numéricos, LIMA (2003) analisou o método das componentes para ligações com placa de extremidade em estruturas aporticadas submetidas a momento fletor e força normal. Em 1999, LIMA (1999) analisa o comportamento das ligações metálicas aparafusadas semi-rígidas, no plano de menor inércia da coluna. MAGGI (2004) desenvolveu um estudo numérico e experimental do comportamento de ligações parafusadas viga-coluna com placa de extremidade

estendida através de análise tridimensional. Incluindo uma análise dinâmica, as estruturas de pórticos planos são estudadas com ligações semi-rígidas por GALVÃO (2004).

I.3 Objetivo do trabalho

Esta dissertação tem como objetivo analisar os efeitos de 2ª ordem em estruturas aporticadas, para diversas soluções estruturais, observando a influência do comportamento real das ligações semi-rígidas e mistas aço-concreto no desempenho global da estrutura. O modelo das ligações tem por base o método das componentes proposto pelo Eurocode 3: Parte 1.8 (2003). Para a análise estrutural, são aplicados os métodos aproximados propostos pelo AISC (2005) (B_1-B_2), NBR 8800- Projeto de Revisão (Setembro de 2006) e NBR-6118 (2003) (γ_z). As técnicas de Análise Avançada são aplicadas através de um modelo numérico não-linear elastoplástica baseada no Método das Rótulas Plásticas. As ligações semi-rígidas são introduzidas na análise não-linear utilizando o programa SAAFE, elaborado por LANDESMANN (2003). Para a análise dos métodos aproximados de 2ª ordem, onde são realizadas análises elásticas de 1ª ordem, será utilizado o programa SAP 2000 (versão 9).

I.4 Organização da dissertação

No capítulo II, são apresentados conceitos de Análise Avançada, modelos e métodos de análise de 2ª ordem e sistemas de classificação das ligações semi-rígidas, assim como formas de representar seu comportamento. Modelos das ligações metálicas e mistas viga-coluna propostas no presente estudo e métodos de cálculo para obtenção do seu comportamento, representado pela curva $M-\theta$, são apresentados no capítulo III. No capítulo IV é realizado o estudo do modelo de um edifício através de diferentes concepções estruturais, considerando ou não as ligações semi-rígidas na análise estrutural. Por fim, as conclusões da dissertação são apresentadas no capítulo V.

CAPÍTULO II

ANÁLISE ESTRUTURAL

II.1 Conceito de Análise Avançada

Os métodos de análise para o cálculo da resposta de estruturas apertadas podem ser caracterizados da seguinte forma:

- 1- Análise elástica ou inelástica
- 2- Análise linear ou com não-linearidade geométrica.

A primeira característica considera ou não a plasticidade do material, e a segunda, indica se o equilíbrio da estrutura é obtido na configuração original ou deformada. Ao obter o equilíbrio dos esforços internos da estrutura na configuração original ou deformada, podemos classificar as análises com base em teoria de 1ª ordem ou de 2ª ordem.

De uma forma implícita, os efeitos de 2ª ordem podem ser obtidos simplificada a partir de uma análise elástica de 1ª ordem, utilizando métodos aproximados com auxílio dos fatores de amplificação dos momentos, B_1 - B_2 . Assim como o método do fator de comprimento efetivo, associado às curvas de flambagem, considera implicitamente imperfeições geométricas, tensões residuais, plasticidade e os efeitos de 2ª ordem de uma coluna isolada. É importante salientar que estes métodos são aproximados e em muitos casos não são capazes de capturar de forma fiel todos os efeitos de 2ª ordem. A seguir, no item II.2 será realizada uma apresentação sucinta dos métodos aproximados propostos pelo AISC (2005), NBR-6118 (2003) e NBR 8800-Projeto de Revisão (Setembro de 2006).

A metodologia conhecida como P - Δ propõe, através da análise não-linear geométrica e física, verificar a resistência e a estabilidade global do sistema estrutural, assim como de seus membros considerados individualmente. Desta maneira, a verificação individualizada das barras não faz-se necessária.

Adicionalmente, a flexibilidade das ligações pode ser considerada na . Já se reconhece que as hipóteses convencionais adotadas na prática para classificar os nós estruturais como ou , são insuficientes em certos casos para representar o comportamento global da estrutura, pois influenciam na distribuição dos momentos e nos efeitos de 2ª ordem. A interpretação do comportamento real das ligações, assim como sua classificação será apresentada no item II.3 do presente capítulo.

II.2 Análise dos efeitos de 2ª ordem: modelos e métodos

Quando uma barra é sujeita a uma ação combinada de flexão e força axial de compressão, deverá ser verificada para resistir ao acréscimo de tensões e esforços provenientes tanto do momento fletor quanto da força axial. Enquanto uma força de tração pode induzir o aumento de rigidez da barra, uma força de compressão tende a reduzir essa rigidez, conduzindo aos efeitos conhecidos como P- δ e P- Δ , originados da interação entre esforços extensionais e de flexão. Ambos efeitos tendem a amplificar os deslocamentos da estrutura e os momentos fletores nas barras em relação à análise de 1ª ordem.

II.2.1. Análise elástica aproximada em 2ª ordem

É importante ressaltar que os métodos aproximados apresentados a seguir são baseados na configuração indeformada da estrutura, com utilização das propriedades nominais de rigidez dos membros, tendo como base a análise de 1ª ordem. Assim como não estão consideradas imperfeições na estrutura, como perda de prumo, tolerâncias de fabricação, gradientes de temperatura ao longo da estrutura, representação das fundações, etc., além das tensões residuais e os efeitos de ductilidade do material.

II.2.1.1 Método proposto pelo AISC (2005) - B_1 - B_2

O método proposto pelo AISC (2005) define os fatores de amplificação B_1 e B_2 que são aplicados aos esforços internos obtidos em uma análise de 1ª ordem, para obtenção dos esforços solicitantes estimados de 2ª ordem, conforme nas equações a seguir:

$$M_2 = M_1 + \Delta_2 \quad (2.1)$$

$$M_1 = M_2 + \Delta_1 \quad (2.2)$$

Para obtenção das parcelas M_1 , M_2 e Δ_1 duas análises elásticas de primeira ordem deverão ser efetuadas. As parcelas M_1 e Δ_1 são obtidas considerando a estrutura indeslocável através do impedimento do deslocamento horizontal dos nós. Estas parcelas incluem os esforços obtidos com a aplicação do carregamento total (cargas verticais e horizontais) da estrutura.

Já as parcelas M_2 e Δ_2 , provenientes do deslocamento lateral da estrutura, são obtidas através da aplicação, em sentido contrário, das reações horizontais dos apoios fictícios citados anteriormente.

Este modelo para obtenção das parcelas M_1 , M_2 e Δ_1 está apresentado na Fig. 2.1.

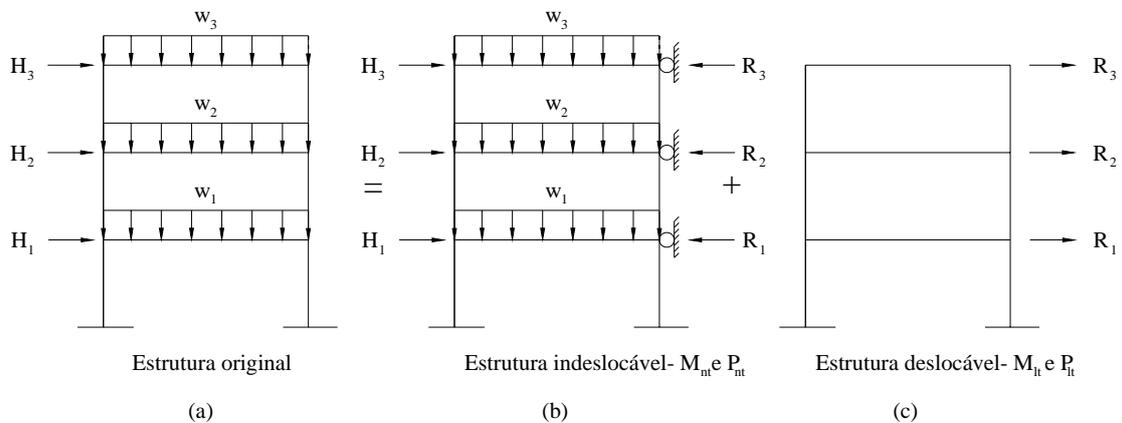
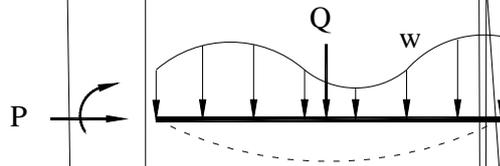


Figura 2.1 – Cálculo das parcelas M_1 , M_2 e Δ_1 .

- Efeito P- δ

Considere a viga-coluna indicada na Fig. 2.2 com restrição transversal nos nós dos apoios. As forças atuantes Q , w , e P produzem um momento primário M_0 e um deslocamento primário δ_0 . A força axial P atuará no deslocamento primário para produzir um momento adicional M_1 e deslocamentos adicionais δ_1 . Estes momentos e deslocamentos adicionais ou secundários são resultantes do efeito denominado δ . Tendo em vista que este efeito aumentará a instabilidade da barra, é referenciado aqui como $P-\delta$ conforme afirmam CHEN e LUI (1991).



(2.3)

sendo que a carga crítica de Euler, P_{cr} , considera o fator de comprimento efetivo para estruturas impedidas de se deslocar horizontalmente ($\mu \leq 1$), e é dado por:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(\mu L)^2} \quad (2.4)$$

O coeficiente de equivalência de momentos, C_m , é dado por:

- se não houver forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão:

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad (2.5)$$

sendo $\frac{M_1}{M_2}$ a relação entre o menor e o maior dos momentos fletores no plano de flexão, nas extremidades apoiadas da barra, tomada positiva quando os momentos provocarem curvatura simples;

- se houver forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão, o valor de C_m deve ser determinado por análise racional ou ser tomado conservadoramente igual a 1,0 nos demais casos.

Observe na equação 2.3 que, quando não há compressão, $P < 0$, o efeito δ não existe e o coeficiente C_m assume o valor unitário.

- Efeito P- Δ

Quando todas as forças horizontais ΣH atuarem na estrutura, ela se deslocará lateralmente até que uma posição de equilíbrio em 1ª ordem seja atingida. Esse deslocamento lateral é definido como o deslocamento de 1ª ordem Δ , pois é obtido na configuração indeformada da estrutura. Ao acrescentar às forças horizontais novas forças verticais ΣN , estas irão interagir com este deslocamento lateral Δ até uma nova posição de equilíbrio seja atingida, e o momento fletor de 1ª ordem será acrescido de $\Sigma N \Delta$ resultando em um momento atuante de $\Sigma M + \Sigma N \Delta$. Dessa forma, o deslocamento lateral relativo aumentará para Δ , quando a estrutura atinge o equilíbrio na posição deformada final. Esse fenômeno, no qual as forças verticais interagem com o

deslocamento lateral, é denominado de efeito P-Δ. Este efeito traz conseqüências na rigidez e estabilidade da estrutura conforme apresentado por CHEN e LUI (1991).

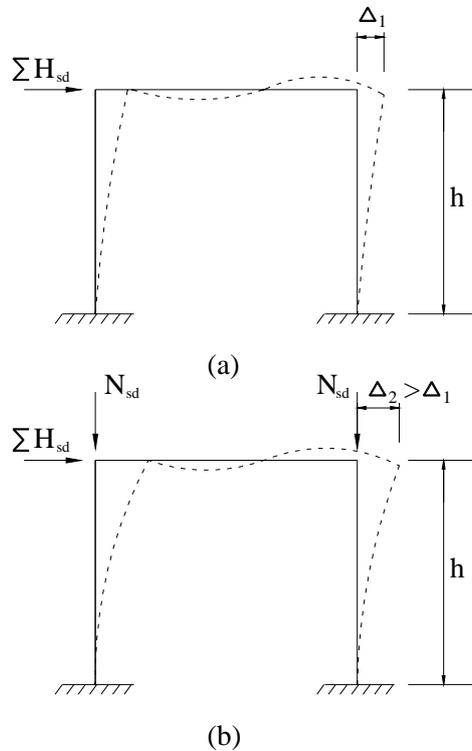


Figura 2.3 – Efeito Δ.

Assim sendo, o AISC (2005) define o fator de amplificação P-Δ baseado no conceito de instabilidade, ou flambagem múltipla de andares, como:

$$C_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum N_{sd}}{\sum P_{e2}}} \geq 1,0 \quad (2.6)$$

onde \sum representa o somatório dos esforços normais solicitantes de cálculo em todos os pilares e P_{e2} é a força normal de flambagem elástica da barra, onde considera o fator do comprimento efetivo para estruturas sem impedimento de se deslocar horizontalmente ($K=1$), e é dado por:

$$P_{e2} = \sum \frac{\pi^2 EI}{(K L)^2} \quad (2.7a)$$

Para todos os tipos de sistemas resistentes a forças laterais, é permitido o uso da expressão abaixo:

$$\sum \sigma_2 = \frac{\sum \Delta_1}{\Delta_1} \quad (2.7b)$$

$$\text{então: } \sigma_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Delta_1 \sum \sigma_2}{\sum \sigma_2}} \quad (2.7c)$$

onde,

$\sum \sigma_2$ é o momento de tombamento da estrutura obtido pelo somatório dos momentos das forças horizontais em relação à base da estrutura;

= 1,00 para estruturas contraventadas;

= 0,85 para estruturas aporticadas nas quais a estabilidade lateral é assegurada pela rigidez das barras e pela capacidade de transmissão de momentos das ligações, a não ser que um valor maior seja justificado na análise;

Δ_1 é o deslocamento lateral máximo obtido em análise de primeira ordem, ou, alternativamente, poderá ser obtido através de uma média ponderada na mesma proporção das cargas verticais.

A vantagem apresentada por este método é que os efeitos P- δ e P- Δ são obtidos separadamente, oferecendo uma visão mais clara do comportamento da estrutura quanto à instabilidade. Dentre as desvantagens, CHEN e LUI (1991) citam que não existe uma forma de identificar os pontos máximos onde ocorrem os momentos fletores de efeito P- δ e P- Δ . Se os dois momentos, obtidos separadamente por cada efeito, não coincidem no mesmo ponto, o momento fletor resultante não será preciso. Outra limitação é que o método só apresenta resultados razoáveis para estruturas que exibem deformação a esforço cortante. Isto porque o fator de amplificação B_2 para o efeito P- Δ foi desenvolvido considerando que cada andar do edifício comporta-se independentemente dos demais andares do pórtico.

Alternativamente, o AISC (2005) sugere o uso da análise elástica de 2ª ordem para estruturas aporticadas para contabilizar de forma direta estes momentos secundários.

II.2.1.2 Método proposto pela NBR 8800- Projeto de Revisão (Setembro de 2006)

Dentro do conceito de estabilidade, o Projeto de Revisão da norma brasileira estabelece um sistema de classificação das estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais. Ela informa que a estabilidade da estrutura deverá ser assegurada como um todo e a estabilidade de cada um de seus elementos componentes. Abaixo segue esta classificação:

- Baixa deslocabilidade: $\frac{\Delta_2}{\Delta_1} \leq 1,10$

- Média deslocabilidade: $1,10 \leq \frac{\Delta_2}{\Delta_1} \leq 1,50$

- Alta deslocabilidade: $\frac{\Delta_2}{\Delta_1} > 1,50$

onde:

Δ_1 é o deslocamento lateral relativo à base obtido na análise de primeira ordem;

Δ_2 é o deslocamento lateral relativo à base obtido na análise de segunda ordem.

A norma permite o uso de qualquer método de análise de segunda ordem que considere os efeitos globais, locais de segunda ordem e imperfeições iniciais da estrutura, sendo o coeficiente de flambagem das barras tomado igual a 1,0 no dimensionamento das estruturas.

Permite-se o uso de um método aproximado no qual os efeitos locais de segunda ordem, $P-\delta$, são desprezados desde que, em todas as barras cuja rigidez à flexão contribua para a estabilidade lateral da estrutura atendam a seguinte relação:

$$< \frac{0,15\pi^2}{2} \quad (2.8)$$

A norma considera ainda o método de amplificação dos esforços solicitantes, proposto pelo AISC (2005), como uma aproximação aceitável para uma análise de segunda ordem. Neste método valem as Eqs. (2.1) a (2.5), e, para o cálculo do efeito global, o conceito da rigidez é aplicado sendo definido por:

$$2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{\Delta_1} \frac{\sum}{\sum}} \quad (2.9)$$

onde:

Σ é o somatório de todos os esforços normais solicitantes de cálculo em todos os pilares e outros elementos resistentes a cargas verticais no andar considerado;

é um coeficiente de ajuste, igual a 0,85 nas estruturas onde o sistema resistente a ações horizontais é constituído apenas por subestruturas de contraventamento, formadas por pórticos nos quais a estabilidade lateral é assegurada pela rigidez à flexão das barras e pela capacidade de transmissão de momento das ligações e igual a 1,0 para todas as outras estruturas;

Δ é o deslocamento lateral relativo entre andares consecutivos, obtido da análise de primeira ordem. Se Δ possui valores diferentes em um mesmo andar, deverá ser tomado um valor ponderado para esse deslocamento, em função da proporção das cargas gravitacionais aplicadas ou, de modo conservador, o maior valor;

Σ é o somatório dos esforços cortantes no andar, produzidas pelas forças horizontais atuantes, usadas para determinar o deslocamento Δ ;

definido anteriormente.

Ao utilizar este método, os efeitos das imperfeições geométricas iniciais e imperfeições iniciais de material deverão ser considerados conforme exposto abaixo:

- Nas estruturas de pequena deslocabilidade:

a) os efeitos das imperfeições geométricas iniciais da estrutura devem ser levados em conta diretamente na análise por meio da consideração, em cada andar, de um deslocamento horizontal relativo entre andares de $h/500$. Admite-se também que sejam levados em conta por meio da aplicação, em cada andar, de uma força horizontal equivalente, denominada força nocional, igual a 0,2% do valor das cargas gravitacionais de cálculo aplicadas em todos os pilares e outros elementos resistentes a cargas verticais, no andar considerado, não sendo necessário somá-las às reações horizontais de apoio. Os efeitos das imperfeições geométricas iniciais deverão ser considerados independentemente nas duas direções ortogonais em planta da estrutura.

b) os efeitos das imperfeições iniciais do material (tensões residuais) não precisam ser considerados na análise.

- Nas estruturas de média deslocabilidade e grande deslocabilidade:

a) os efeitos das imperfeições geométricas iniciais da estrutura devem ser levados em conta como na alínea a) acima, aumentando o deslocamento interpavimento para $h/333$ ou a força nocional para 0,3% do valor das cargas gravitacionais de cálculo;

b) os efeitos das imperfeições iniciais de material devem ser levadas em conta na análise reduzindo-se a rigidez à flexão (EI) e a rigidez axial (EA) das barras para 80% dos valores originais.

II.2.1.3 Método proposto pela NBR-6118 (2003) - coeficiente γ_z

A influência da não-linearidade geométrica na análise de pórticos planos em concreto armado pode ser determinada de forma aproximada a partir do coeficiente γ , dado por:

$$\gamma = \frac{1}{1 - \frac{\Delta}{h}} \quad (2.10)$$

onde

é o momento de tombamento obtido através da soma dos momentos fletores de cálculo devido a todas as forças horizontais em relação à base da estrutura e definida por:

$$M_{t,d} = \sum (H_i \cdot h_i) \quad (2.11)$$

sendo, H_i a força horizontal de cálculo aplicada no pavimento e h_i a altura do pavimento em relação à base.

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais de cálculo atuantes na estrutura, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, dado por:

$$\Delta M_{tot,d} = \sum (V_i \cdot \Delta_i) \quad (2.12)$$

sendo, V_i a força vertical de cálculo aplicada no pavimento e Δ_i o deslocamento horizontal do pavimento obtido na análise de primeira ordem.

De acordo com a classificação abaixo, definida na NBR-6118 (2003), a estrutura deverá ou não levar em conta os efeitos de segunda ordem:

- Caso $\gamma > 1,0$ → : os deslocamentos horizontais não são pequenos necessitando considerar os efeitos de 2ª ordem globais (P-Δ) e locais (P-δ);
- Caso $\gamma \leq 1,0$ → : os deslocamentos horizontais são pequenos e, em decorrência, os efeitos de 2ª ordem globais (P-Δ) podem ser desprezados, somente considerar efeitos locais (P-δ).

Para o caso de estruturas de nós móveis e desde que $\gamma > 1,0$, os esforços globais finais levando em conta os efeitos globais de 2ª ordem, podem ser determinados de forma aproximada por:

$$M_{ed} = M_{el} \cdot \gamma \quad (2.13)$$

II.2.1.4 Análise não-linear elástica utilizando o programa computacional SAP 2000 versão 9

Através do programa computacional SAP 2000 (versão 9), foram realizadas as seguintes análises: elástica de 1ª ordem e não-linear elástica de 2ª ordem. A análise de 2ª ordem realizada no programa é obtida através da aplicação de dois parâmetros que consideram as não-linearidades geométricas: Δ e “ Δ deslocamentos grandes”

No método Δ as equações de equilíbrio levam em conta a deformação parcial da estrutura. Esse tipo de análise requer pequena quantidade de iterações. Recomendado para estruturas que desenvolvem grandes tensões e pequenas deformações. Somente deslocamentos transversais são considerados na deformada. Para a maioria das estruturas, este método é recomendado, particularmente quando predomina a não-linearidade física.

No método “ Δ ”, as equações de equilíbrio são definidas na estrutura deformada da estrutura, onde uma grande quantidade de iterações é necessária para obter a solução destas equações. Como grandes rotações são permitidas, as tensões são pequenas e as deformações axiais são desprezadas. Este método é recomendado para análise de estruturas que apresentam grandes deformações, como cabos e estruturas com grande esbeltez.

Para os modelos analisados neste trabalho foi utilizado o método Δ para a análise elástica não-linear de 2ª ordem. Os dados de entrada utilizados no programa foram:

- ***Minimum/ maximum number of saved states***: representa o número mínimo e máximo de pontos salvos na análise. Necessário adotar um valor razoável de pontos para representar adequadamente a resposta da estrutura. Caso ocorra um evento significativo como incremento de carga menor que o mínimo especificado, então este evento será salvo e continuará até o número máximo de incremento (valor adotado: 50).

- **Maximum total steps per stage**: número máximo de incrementos permitidos a serem salvos na análise (valor adotado: 50).

- **Maximum null (zero) steps per stage**: ocorre quando iteração não converge e é necessário reduzir o tamanho do incremento da carga (valor adotado: 50).

- **Maximum iterations per step**: número máximo de iterações para alcançar o equilíbrio. Garante que resultados serão arquivados a cada passo (valor adotado: 20).

- **Iteration convergence tolerance (relative)**: iteração é utilizada para garantir que o equilíbrio é arquivado a cada passo de carga na análise. É a tolerância relativa da convergência, obtida entre a magnitude do erro da força e a magnitude da força atuante na estrutura. Recomendado valores pequenos (valor adotado: 1×10^{-4}).

II.2.2 Análise Avançada

A grande maioria dos métodos propostos na literatura para a análise inelástica de 2ª ordem de estruturas metálicas, pode ser dividida em dois tipos: (1) método da zona plástica (ZP) ou plasticidade distribuída; e (2) método das rótulas plásticas ou plasticidade concentrada. No método da zona plástica, as barras são discretizadas em elementos finitos e a seção transversal de cada segmento é subdividida em “fibras”. Este método normalmente baseia-se no Método dos Elementos Finitos (MEF), apresenta eficiência comprovada mas, na prática do projeto estrutural não é recomendado pois é computacionalmente dispendioso. De outra forma, o método das rótulas plásticas permite simplificações significativas sendo considerado um método mais simples e eficiente para representar o comportamento inelástico de estruturas aporticadas.

Desta forma, será apresentado o Método das Rótulas Plásticas para simular o comportamento das ligações semi-rígidas no comportamento global da estrutura. O programa computacional denominado SAAFE foi desenvolvido por LANDESMANN (2003) para estudar o comportamento de estruturas aporticadas de aço, planas, sob condições de incêndio. Neste programa, os efeitos decorrentes do escoamento do material são simulados através de um conjunto de parâmetros numéricos que reduzem

progressivamente a rigidez do elemento viga-coluna, em função do desenvolvimento de rótulas plásticas.

Em linhas gerais, a formulação implementada no SAAFE possui as seguintes características: (a) emprego de funções de redução de rigidez η_θ , na simulação do processo de formação de rótulas plásticas; (b) adoção de modelos de módulo tangente E_t , considerando, implicitamente, ambos os efeitos de tensão residual e imperfeição geométrica inicial; (c) interpolação da rigidez flexional através de funções de estabilidade, permitindo-se acurada identificação dos mecanismos de instabilidade do elemento; (d) consideração da teoria de grandes deslocamentos e pequenas deformações na solução do sistema global de equações.

II.2.2.1 Consideração dos efeitos não-lineares geométricos: funções de estabilidade para elemento de viga-coluna

Para representar os efeitos não-lineares geométricos do elemento viga-coluna são utilizadas funções de estabilidade onde são atualizados a cada incremento de carga o comprimento, a rigidez à flexão, EI , e a força axial que atua no elemento.

A Fig. 2.4 mostra o elemento viga-coluna sujeito a momentos de extremidade M_A e M_B e a ação da força axial P .

A equação de equilíbrio para o elemento no sistema local de coordenadas, pode ser expressa em forma matricial explícita como mostra a Eq. (2.14).

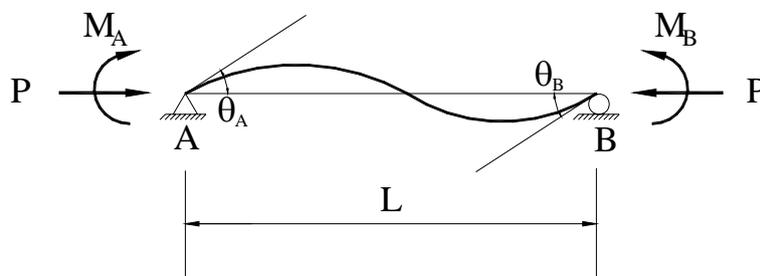


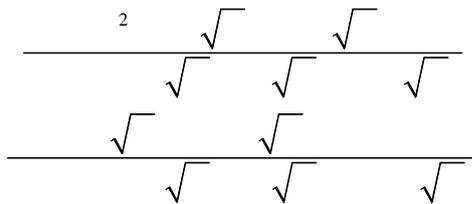
Figura 2.4 - Elemento viga-coluna submetido a forças axiais e momentos de extremidades.

$$\left\{ \begin{matrix} \\ \\ \end{matrix} \right\} = - \begin{bmatrix} 1 & 2 & 0 \\ 2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & / \end{bmatrix} \left\{ \begin{matrix} \theta \\ \theta \end{matrix} \right\} \quad (2.14)$$

onde, os coeficientes de rigidez flexional e são denominados como funções de estabilidade. Estes termos consideram implicitamente os efeitos δ e flambagem elástica, na formulação de rigidez do elemento.

A interpolação por meio de funções de estabilidade permite a representação do comportamento elastoplástico dos elementos de viga-coluna, utilizando-se para isso um único elemento por barra (KIM e CHEN, 1998). Esta aproximação torna-se bastante vantajosa na análise de modelos estruturais contínuos, compostos por diversos elementos de barra. As funções de estabilidade são definidas como:

$$1 = \begin{cases} \frac{\pi\sqrt{\rho} \operatorname{sen}(\pi\sqrt{\rho}) - \pi^2 \rho \cos(\pi\sqrt{\rho})}{2 - 2\cos(\pi\sqrt{\rho}) - \pi\sqrt{\rho} \operatorname{sen}(\pi\sqrt{\rho})} & \text{para } P < 0 \\ \frac{\pi^2 \rho \operatorname{cosh}(\rho) - \pi\sqrt{\rho} \operatorname{senh}(\pi\sqrt{\rho})}{2 - 2\operatorname{cosh}(\pi\sqrt{\rho}) + \pi\sqrt{\rho} \operatorname{senh}(\pi\sqrt{\rho})} & \text{para } P > 0 \end{cases} \quad (2.15)$$



$$\rho^2 = 2 - \frac{\pi^2 \rho}{30} - \frac{(0,01\rho + 0,543)\rho^2}{4 + \rho} - \frac{(0,004\rho + 0,285)\rho^2}{8,183 + \rho} \quad (2.18)$$

As Eqs. (2.17) e (2.18) são aplicáveis para esforços de compressão e tração, e devem ser empregadas quando o esforço axial no elemento estiver compreendido entre $-\rho \leq \rho \leq \rho$. Quando a força axial for exatamente igual a zero, as expressões aproximadas para $\rho = 0$ e $\rho = 0$, são reduzidas respectivamente para os valores 4 e 2.

II.2.2.2 Conceito de módulo tangente

No conceito de módulo tangente faz-se a substituição do módulo de elasticidade do aço por um módulo tangente para reduzir a rigidez das colunas, e da mesma forma indicar a evidência do estado limite último das colunas. Neste conceito, os efeitos de tensões residuais e imperfeições geométricas iniciais estão implicitamente considerados na rigidez efetiva do elemento.

O conceito de módulo tangente tem como fundamento básico a suposição de que, durante o processo de flambagem inelástica, as tensões resultantes ao longo da seção-transversal atingem o nível de escoamento do material (CHEN e LUI, 1986). Deste modo, o comportamento tensão-deformação das “fibras” que compõem a seção é alterado, sendo governado, a partir deste instante, pela variação do módulo tangente

A formulação do módulo tangente utilizada no programa desenvolvido por LANDESMANN (2003) é definida através de aproximação por polinômios de quarto-grau conforme Eq. (2.19), juntamente com a Tabela 2.1 e Fig. 2.5:

$$\frac{E_t}{E} = \begin{cases} 1.0, & \text{para } \rho \leq \rho_1 \\ \frac{1}{2} \left(\frac{\rho - \rho_1}{\rho_2 - \rho_1} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{\rho - \rho_2}{\rho_3 - \rho_2} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{\rho - \rho_3}{\rho_4 - \rho_3} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{\rho - \rho_4}{\rho_5 - \rho_4} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{\rho - \rho_5}{\rho_6 - \rho_5} \right)^2, & \text{para } \rho > \rho_1 \end{cases}$$

Tabela 2.1 – Constantes para fator de redução inelástico aproximados por polinômios de quarto-grau (Eq. 2.19).

Índices para expressão polinomial 4º grau (Curva de flambagem			
	a	b	c	d
c_1	0,11	0,02	0,02	0,01
c_2	1,05	1,06	1,02	1,03
c_3	0,38	1,15	1,23	1,76
c_4	-0,41	-1,57	2,18	2,83
c_5	1,54	-1,75	-3,5	-3,87
c_6	-1,79	-0,29	1,56	1,81

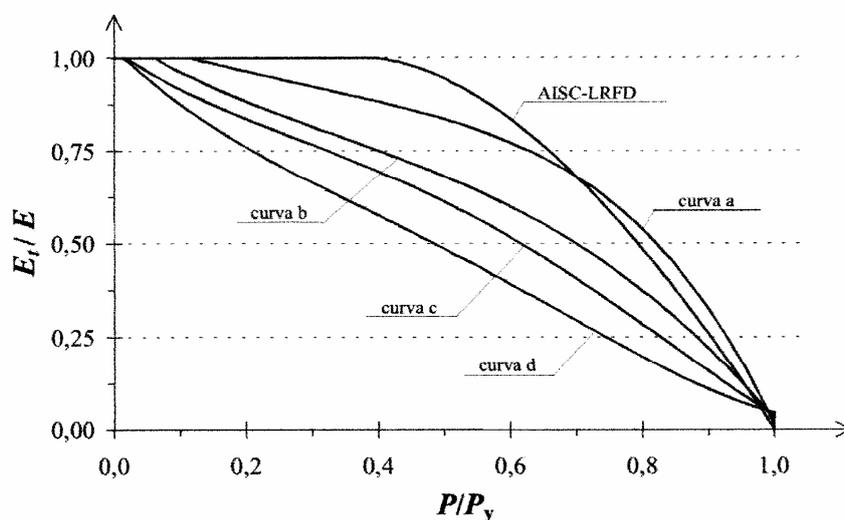


Figura 2.5 – Reduções inelásticas devido ao efeito da força axial, obtidos a partir das curvas de resistência da NBR 8800- Projeto de Revisão e AISC (2005).

II.2.2.3 Redução de rigidez flexional- formação de rótulas plásticas

Além das reduções de rigidez realizada no modelo de módulo tangente, para uma simulação acurada da redução gradual de rigidez dos elementos, faz-se uma degradação da rigidez flexional dos elementos viga-coluna através do parâmetro η que é aplicado separadamente e avaliado para cada extremidade do elemento:

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{para } \alpha \leq 0,50 \\ 4\alpha(1-\alpha) & \text{para } \alpha > 0,50 \end{cases} \quad (2.20)$$

onde α representa o “estado de esforços combinados” em cada extremidade do elemento e é definido segundo o AISC (2005):

$$\alpha = \begin{cases} \frac{1}{2} + \frac{8}{9} \frac{M_1}{M_2} & \text{para } \frac{M_1}{M_2} \geq \frac{2}{9} \\ \frac{1}{2} + \frac{8}{9} \frac{M_2}{M_1} & \text{para } \frac{M_1}{M_2} < \frac{2}{9} \end{cases} \quad (2.21)$$

e segundo o EC-3:

$$\alpha = \begin{cases} \frac{1}{2} + \frac{8}{9} \frac{M_1}{M_2} \\ \frac{1}{2} + \frac{8}{9} \frac{M_2}{M_1} \end{cases} \quad (2.22)$$

Observando a Eq. (2.20), o valor de η igual a 1,0 representa o regime elástico e para um valor igual a 0, indica a formação da rótula plástica.

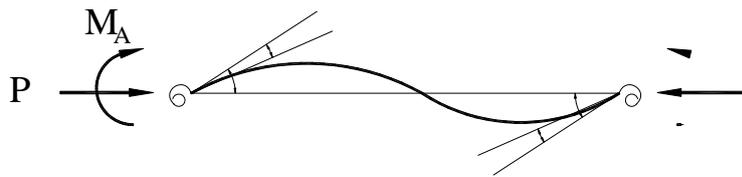
II.2.2.4 Consideração de ligações semi-rígidas modificando as funções de estabilidade

A matriz de rigidez do elemento viga-coluna com ligações semi-rígidas nas extremidades consiste na alteração das funções de estabilidade do elemento conforme o estudo desenvolvido por CHEN e LUI, (1991). As ligações são modeladas como elementos de ligação rotacionais tendo curva característica momento-rotação definida com base na rigidez tangente e resistência da ligação, assunto do item 3 deste capítulo.

Estes elementos de ligação são fixados às extremidades do elemento viga-coluna de forma a ter o equilíbrio e compatibilidade entre os nós conectados.

A Fig. 2.6 mostra o elemento viga-coluna sujeito a momentos de extremidade e a ação da força axial . A presença das ligações representadas por molas rotacionais, introduz rotações incrementais relativas, θ e θ , respectivamente. Denominando-se e como rigidez tangente das ligações e , as rotações relativas incrementais entre os nós e as extremidades do elemento, isto é, a deformação rotacional incremental da ligação , pode ser expressa de acordo com as expressões:

$$\theta = \frac{M_A}{k} \quad \theta = \frac{M_B}{k} \quad (2.23)$$



As Eqs. (2.24) e (2.25) reduzem-se para a Eq. (2.14), quando os valores de θ e η_{θ} tendem a infinito, ou seja ligações rígidas. No método utilizado, onde é empregada a degradação gradual da rigidez devido aos efeitos de plastificação distribuída, os coeficientes: η_{θ} , η_{θ} e η_{θ} são definidos a seguir:

$$= \left[1 - \frac{\theta^2}{1} (1 - \eta_{\theta},) \right] \eta_{\theta}, \quad (2.26)$$

$$= \left[1 - \frac{\theta^2}{1} (1 - \eta_{\theta},) \right] \eta_{\theta}, \quad (2.27)$$

$$= \eta_{\theta}, \eta_{\theta}, \eta_{\theta} \quad (2.28)$$

Os graus de liberdade internos podem ser sintetizados pela resolução das Eqs. (2.24) e (2.25), para θ e η_{θ} , resultando em:

$$= -\theta \left[\eta_{\theta} \dot{\theta} + \eta_{\theta} \dot{\theta} \right] \quad (2.29)$$

$$= -\theta \left[\eta_{\theta} \dot{\theta} + \eta_{\theta} \dot{\theta} \right] \quad (2.30)$$

onde

$$= \frac{\eta_{\theta} + \frac{\theta^2}{\eta_{\theta}}}{\left(1 + \frac{\theta}{\eta_{\theta}}\right) \left(1 + \frac{\theta}{\eta_{\theta}}\right) - \left(\frac{\theta}{\eta_{\theta}}\right)^2 \left(\frac{\theta^2}{\eta_{\theta}^2}\right)} \quad (2.31)$$

$$= \frac{\eta_{\theta} + \frac{\theta^2}{\eta_{\theta}}}{\left(1 + \frac{\theta}{\eta_{\theta}}\right) \left(1 + \frac{\theta}{\eta_{\theta}}\right) - \left(\frac{\theta}{\eta_{\theta}}\right)^2 \left(\frac{\theta^2}{\eta_{\theta}^2}\right)} \quad (2.32)$$

$$* = \frac{\dots}{\left(1 + \frac{\theta}{\dots}\right) \left(1 + \frac{\theta}{\dots}\right) - \left(\frac{\theta}{\dots}\right)^2 \left(\frac{2}{\dots}\right)} \quad (2.33)$$

A expressão para o deslocamento incremental, \dot{u} , devido à força axial permanece inalterada, conforme apresentado anteriormente pela Eq. (2.14). Finalmente, a relação de rigidez tangente, (LIEW \dots , 1993ab) pode ser escrita como:

$$\begin{Bmatrix} \dot{u} \\ \dot{\theta} \\ \dot{u} \\ \dot{\theta} \end{Bmatrix} = \frac{\theta}{\dots} \begin{bmatrix} * & * & 0 \\ * & * & 0 \\ 0 & 0 & \theta / \theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\theta} \\ \dot{\theta} \\ \dot{u} \end{Bmatrix} \quad (2.34)$$

II.3 Ligações semi-rígidas

II.3.1 Comportamento das ligações

A ligação é o meio através do qual forças e momentos são transmitidos de um membro estrutural a outro. Numa ligação viga-coluna, de uma forma geral, são transmitidos esforços axiais, cortantes, momentos fletores e de torção. Para a maioria das ligações em estruturas aporticadas, as deformações causadas pelos esforços axiais e cortantes são pequenas quando comparadas com a deformação rotacional. Desta forma, somente as deformações rotacionais precisam ser consideradas. A rotação é expressa como uma função do momento na ligação. A rotação da ligação representa a mudança do ângulo entre a viga e a coluna da configuração original devido ao momento fletor. Este ângulo θ_r representa a medida da rotação relativa entre a viga e a coluna.

Para a análise de pórticos semi-rígidos faz-se necessária uma caracterização da ligação através da curva momento-rotação relativa ($M - \theta$).

Para um melhor entendimento do comportamento das ligações semi-rígidas, a Fig. 2.7 ilustra a curva momento-rotação para diversos tipos de ligação. Algumas observações podem ser tiradas desta figura:

- 1- Todas as ligações possuem comportamento situado entre dois extremos: perfeitamente rígido (eixo vertical da Fig. 2.7) e rotulado (eixo horizontal da Fig. 2.7);
- 2- Para o mesmo valor de momento, quanto mais flexível for a ligação, maior a rotação. Inversamente, para uma dada rotação θ , uma ligação mais flexível irá transmitir um momento menor entre os membros conectados;
- 3- O momento máximo que uma ligação pode transmitir diminui com a flexibilidade da ligação;
- 4- A rigidez da ligação diminui com o aumento da rotação mas, no descarregamento, se aproxima da rigidez inicial;
- 5- A relação θ para ligações semi-rígidas é tipicamente não-linear para todas as formas de carregamento, com redução da rigidez conforme a rotação aumenta.

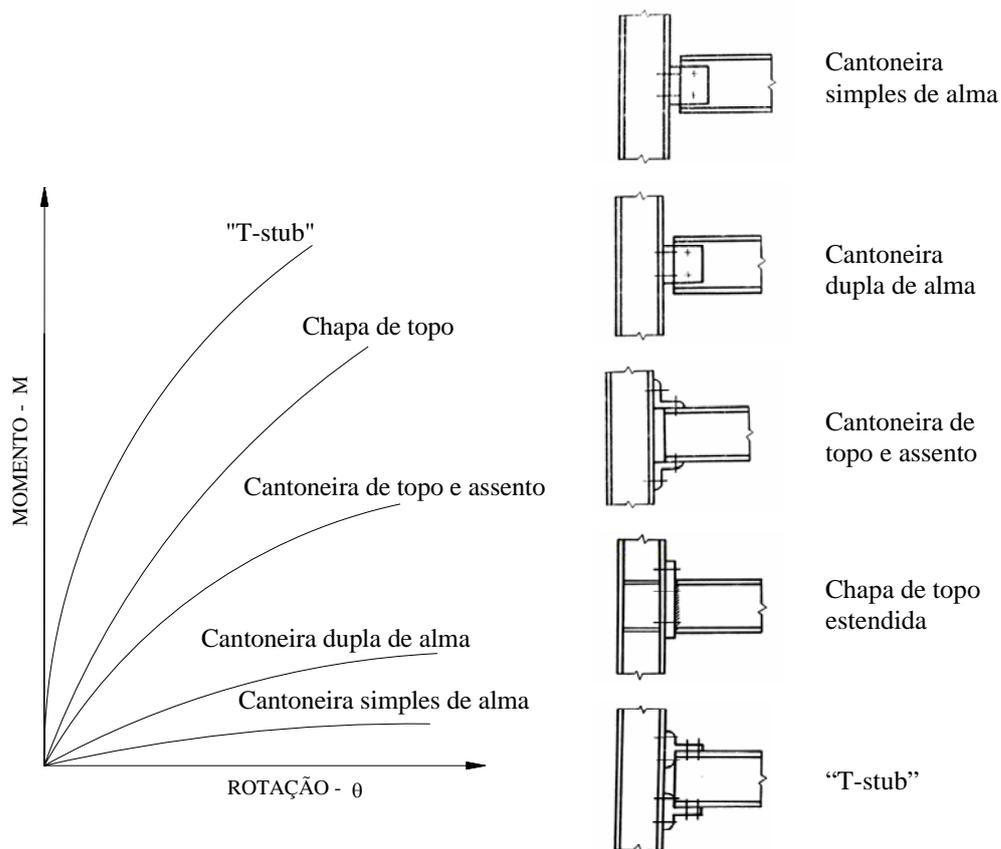


Figura 2.7 – Curvas momento-rotação de ligações (CHEN e LUI, 1991).

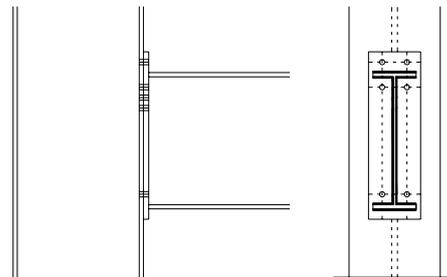
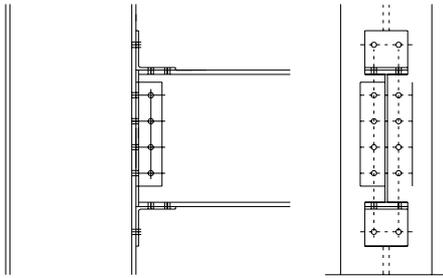
A característica do comportamento não linear da ligação deve-se a diversos fatores, dentre os mais importantes podemos citar (CHEN e LUI, 1986; BARAKAT, 1989):

- 1- A descontinuidade existente na própria ligação em função da combinação de vários elementos como parafusos, chapas, cantoneiras. Esta formação permite um deslizamento e movimentação relativo entre componentes em diferentes estágios de carregamento;
- 2- Escoamento local de algumas partes dos componentes da ligação. Fator primário relacionado ao comportamento não-linear da ligação;
- 3- Concentrações de tensões e deformações causadas por furos, chapas de contato e porcas utilizadas como elementos de montagem da ligação;
- 4- Flambagem local de mesas e/ou alma da viga e coluna conectadas na ligação;
- 5- Alteração de geometria sob influência dos carregamentos aplicados.

A relação θ pode ser obtida: (i) através de análises experimentais realizadas em laboratório (método de maior dificuldade e maior custo); (ii) através do ajuste de curvas obtidas por ensaios experimentais já existentes realizados por diversos pesquisadores, com o uso de expressões simples, sendo para isso necessário que a ligação a ser analisada seja similar à do ensaio realizado; (iii) através da análise numérica tridimensional utilizando elementos finitos; (iv) através do desenvolvimento de procedimentos analíticos simples para prever o comportamento da ligação caso não esteja disponível nenhum dado experimental da ligação específica. Este último procedimento consiste em três etapas:

- 1- Identificação dos componentes ativos da ligação;
- 2- Determinação das propriedades estruturais destes componentes:
 - Rigidez inicial;
 - Momento resistente;
 - Capacidade de rotação.
- 3- Combinação dos componentes ativos para avaliar o comportamento da ligação.

Algumas ilustrações de tipos de ligações comumente utilizadas no projeto estrutural são apresentadas na Fig. 2.8. Formas de se representar matematicamente a curva momento-rotação e métodos para identificação das propriedades estruturais da ligação são apresentados nos itens seguintes.



igualmente da importância do refinamento que irá influenciar na performance global da estrutura.

As formulações matemáticas utilizadas para representar a relação θ podem ser divididas em dois grupos (FAELLA, 2000): (1) baseado nos parâmetros de rigidez, resistência e fator de forma; (2) por calibração da curva utilizando análises regressivas.

O primeiro grupo se destaca por utilizar parâmetros com significado físico claro, dentre os modelos que pertencem a este grupo podemos citar os modelos lineares, bilineares, trilineares, multilineares e não-lineares.

Dentre os modelos trilineares podemos citar o modelo de MONCARZ e GESTLE, (1981), o qual faz uso de cinco parâmetros: rigidez rotacional; momento resistente de escoamento; rigidez rotacional pós-escoamento; momento plástico e rigidez rotacional plástica. Apesar do uso de elevado número de parâmetros, apresenta um significado físico claro.

O Eurocode 3: Parte 1.8 (2003) sugere uma representação bem próxima da trilinear, onde três trechos distintos são identificados.

- 1º trecho (linear):

$$= \theta_0, \text{ para } \leq 2 \quad , \quad /3 \quad (2.35)$$

Onde:

M_p é o momento plástico da ligação;

θ_0 é a rigidez inicial;

θ é a rotação da ligação

- 2º trecho (não-linear):

$$= \frac{\theta}{\left(1,5 - \frac{\theta}{\xi}\right)^{\xi}}, \text{ para } 2 \leq \theta / 3 < \leq \quad , \quad (2.36)$$

Onde:

ξ é o fator de forma da ligação, que depende do tipo de ligação:

Para ligações soldadas, chapas de topo estendidas e com cantoneiras no topo, alma e assento: $\xi = 2,70$;

Para ligações com cantoneiras apenas no topo e assento: $\xi = 3,10$.

• 3º trecho (patamar plástico): $= \quad , \quad (2.37)$

O comportamento não-linear apresenta diferença pouco significativa comparado com resultados obtidos da aproximação trilinear sugerida pelo Eurocode 3: Parte 1.8 (2003), conforme mostra a Fig. 2.9.

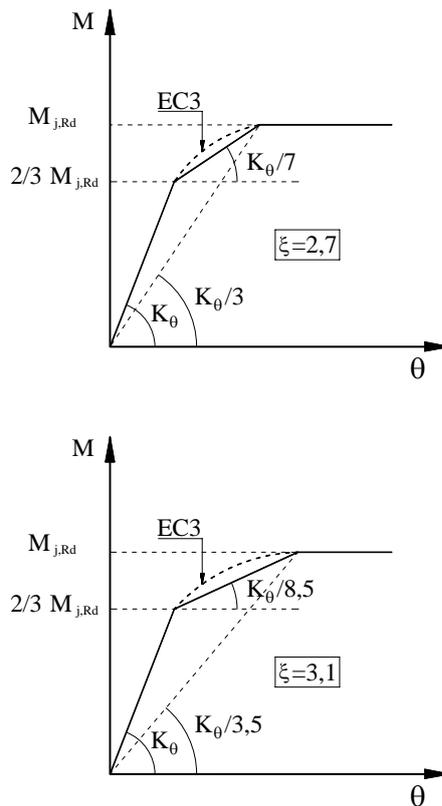


Figura 2.9 – Aproximação trilinear da curva $M-\theta$ segundo Eurocode 3.

Nesta aproximação trilinear, o trecho não-linear é representado por uma rigidez rotacional pós-escoamento, θ_p , definida por:

$$\theta_p = \frac{\theta_{el}}{3 \left(1,5^\xi - \frac{2}{3} \right)} \quad (2.38)$$

sendo $\theta_p \approx \theta_{el}/7$ para $\xi = 2,7$ e $\theta_p \approx \theta_{el}/8,5$ para $\xi = 3,1$.

Para análises elastoplásticas, o Eurocode 3: Parte 1.8 (2003), sugere uma aproximação bilinear de acordo com a Fig. 2.10. Nesta aproximação bilinear o coeficiente de modificação de rigidez, η , assume o valor de 2 para ligações viga-coluna soldadas, aparafusadas com placa de extremidade estendida e com cantoneiras.

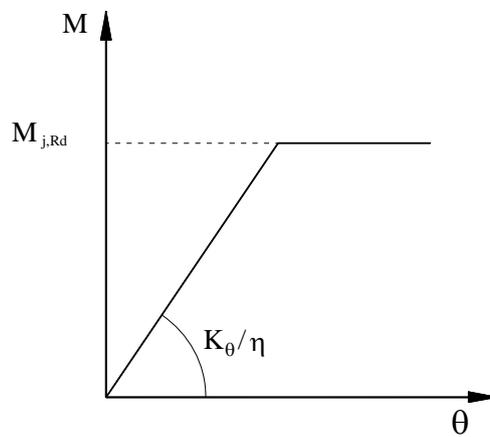


Figura 2.10 – Representação bilinear da curva θ segundo Eurocode 3.

Dentre as representações não lineares, podemos citar o modelo de Ramberg-Osgood (RAMBERG e OSGOOD, 1943), que segue a relação abaixo:

$$\theta = \frac{M}{K_\theta} + \left(\frac{M}{M_{j,Rd}} \right)^n \quad (2.39)$$

Esta formulação depende da definição de três parâmetros: K_θ , n e $M_{j,Rd}$. O parâmetro K_θ representa a rigidez inicial rotacional, enquanto n é o fator de forma que mede a curvatura da curva θ . O parâmetro $M_{j,Rd}$ está relacionado com o momento fletor plástico quando a estrutura é descarregada e mantém uma rotação residual θ (Fig. 2.11).

Conseqüentemente é de simples entendimento reconhecer que:

$$\theta = \dots \quad (2.40)$$

e a Eq. (2.40) pode ser reescrita na forma adimensional:

$$\frac{\theta}{\theta_0} = \dots + \left[1 + \left(\dots \right)^{-1} \right] \quad (2.41)$$

Onde $\dots = \theta_0 \theta$.

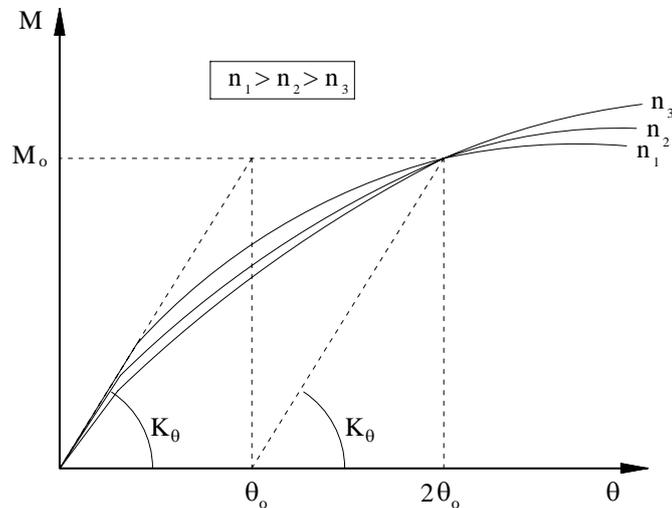


Figura 2.11 – Representação não-linear da curva θ segundo Ramberg-Osgood.

Vale destacar na Fig. 2.11 que quanto maior o fator de forma n , maior é a curvatura da curva, sendo a representação bilinear caracterizada por $n \rightarrow \infty$. Neste caso o momento fletor M_0 pode ser interpretado como o momento plástico resistente da ligação.

O uso desta representação foi sugerido primeiramente por ANG e MORRIS (1984).

Para efeito do estudo presente, será adotada a formulação trilinear aproximada sugerida pelo Eurocode 3: Parte 1.8 (2003), uma vez que se baseia em grandezas físicas de fácil compreensão para implementação computacional.

Dentre as formulações matemáticas baseadas em análises regressivas através da calibração da curva θ , podemos citar o trabalho desenvolvido por KRISHNAMURTY (1979) para ligações com placa de extremidade, utilizando uma análise paramétrica com base no MEF, cuja formulação é base das especificações americanas AISC de 1980, e o modelo exponencial multiparamétrico de LUI e CHEN (1986).

A obtenção das propriedades estruturais dos componentes ativos da ligação citados acima pode ser realizada através dos seguintes modelos: empíricos, analíticos, mecânicos, experimentais e modelos utilizando o método dos elementos finitos (FAELLA, 2000).

Os modelos empíricos, caracterizados por serem obtidos por análises regressivas através de dados experimentais ou modelos mecânicos, são limitados em função da configuração da ligação utilizada para calibração do modelo. Além de não permitirem mostrar a contribuição individual de cada componente ativo da ligação no comportamento global da ligação.

Diferentemente dos modelos empíricos, os modelos analíticos permitem uma avaliação do comportamento de tipos distintos variados de ligações. Através das propriedades geométricas e mecânicas, os modelos analíticos obtêm uma predição da curva momento-rotação aplicando os conceitos básicos da análise estrutural elástica e estados limites. Através da observação de resultados experimentais, define-se um modelo simplificado da ligação caracterizado pela rigidez inicial e resistência. Os modelos assumidos são validados através da comparação com estes resultados experimentais.

Os modelos mecânicos, conhecidos também como modelos “”, baseiam-se na simulação do nó estrutural/ ligação utilizando um conjunto de elementos rígidos e flexíveis. O comportamento não-linear da ligação é obtido através das leis constitutivas conhecidas de molas translacionais. As relações força-deslocamento, presentes nas leis constitutivas, podem ser obtidas por ensaios experimentais, modelos analíticos ou modelos com elementos finitos.

Podemos destacar a diferença mais marcante entre os modelos analíticos e mecânicos: nos modelos analíticos o enfoque se dá na determinação da rigidez (K_θ) e do momento resistente ($M_{j,Rd}$) da ligação enquanto que nos modelos mecânicos, pretende-se obter também a curva momento-rotação da ligação.

Por se tratar do modelo mecânico mais completo, será apresentado no Capítulo III o introduzido no Eurocode 3: Parte 1.8 (2003).

II.3.4 Classificação das ligações

A escolha do tipo de análise global da estrutura está correlacionada com o sistema de classificação da ligação. De acordo com as propriedades das ligações envolvidas na análise estrutural global, estas implicarão na escolha da análise a ser realizada.

As ligações podem ser classificadas segundo os critérios abaixo:

- segundo a rigidez rotacional;
- segundo a resistência ao momento fletor;
- segundo o grau de ductilidade da ligação.

Dependendo do tipo de análise a ser realizada, a ligação é classificada segundo um dos critérios citados acima. Para a análise elástica, as ligações possuem comportamento linear e são classificadas segundo sua rigidez rotacional em: ligações rotuladas, rígidas e semi-rígidas. Para a análise rígido-plástica, as ligações são classificadas segundo a resistência ao momento fletor da ligação prevendo que esta possua capacidade suficiente de rotação. Nesta análise, o mecanismo de colapso mais provável será desenvolvido nas vigas. O conhecimento da rigidez da ligação não é necessário. Desta forma, este tipo de análise é mais recomendado para estruturas contraventadas. E por último na análise elastoplástica, as ligações são classificadas tanto pela resistência quanto pela rigidez rotacional.

Os sistemas de classificação segundo a rigidez rotacional e a resistência são adotados pela maioria das normas de projeto, mas a classificação segundo a ductilidade que leva em conta a reserva de rotação plástica não está presente nos códigos modernos.

II.3.3.1 Segundo Eurocode 3: Parte 1.8 (2003)

Pelo critério de rigidez, as ligações são classificadas como: flexíveis, semi-rígidas e rígidas, e de acordo com a resistência ao momento fletor as ligações são classificadas em: (i) flexíveis (), onde não são desenvolvidos momentos fletores significativos; (ii) parcialmente resistentes (), onde a resistência da ligação é inferior à dos elementos conectados, e (iii) completamente resistentes (), onde a resistência da ligação é igual ou superior à dos elementos conectados. Na análise plástica, as rótulas serão formadas nas ligações quando estas forem parcialmente resistentes, e neste caso é necessária capacidade de rotação suficiente. Quando as ligações forem completamente resistentes, as rótulas plásticas serão formadas nos membros conectados, e neste caso a reserva de rotação plástica depende da relação entre a largura / espessura (vigas de seção compacta) da mesa da viga e sua espessura.

Segundo o critério da rigidez rotacional, três zonas de contorno são definidas:

- Zona 1: rígida, para $\theta \leq \theta_{lim} / 8$

onde

$$\theta_{lim} = 8 \quad \text{para pórticos contraventados}$$

$$\theta_{lim} = 25 \quad \text{para pórticos não-contraventados}$$

- Zona 2: semi-rígida, para todas as ligações presentes na zona 2 deverão ser classificadas como semi-rígidas;

- Zona 3: flexível, para $\theta \leq 0,5 \theta_{lim} / I_b$

onde

I_b é o momento de inércia da viga

L_b é o vão da viga (centro a centro das colunas)

A curva de contorno entre regiões rígidas e semi-rígidas adotada pelo Eurocode 3, está apresentada na Fig. 2.12.

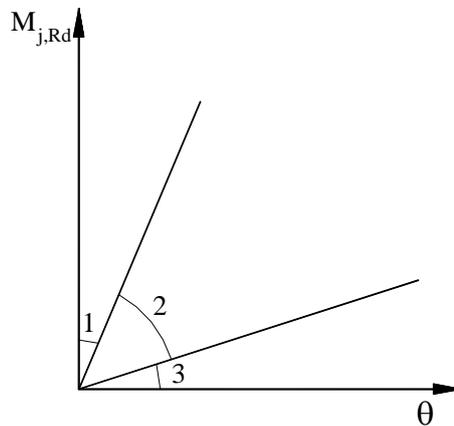


Figura 2.12 – Curva momento x rotação: classificação segundo a rigidez.

Classificação de acordo com a resistência ao momento fletor:

- Completamente resistente:

a) Para uma ligação localizada no topo da coluna:

$$M_{j,Rd} \geq M_{j,Rd}^{nec}$$

ou:

$$M_{j,Rd} \geq M_{j,Rd}^{nec}$$

b) Para uma ligação localizada ao longo da altura da coluna:

$$M_{j,Rd} \geq M_{j,Rd}^{nec}$$

ou:

$$M_{j,Rd} \geq 2 M_{j,Rd}^{nec}$$

- Flexível: quando o momento resistente $M_{j,Rd}$ não for 0,25 vezes o momento resistente necessário para uma ligação completamente resistente;
- Parcialmente resistente: para ligações que não atendem os critérios definidos para ligação flexível ou ligação rígida.

II.3.3.2 Segundo a especificação AISC (2005)

As especificações americanas somente apresentam uma classificação qualitativa da ligação, através das definições abaixo:

(a) completamente restringido – **FR** (): ocorre transferência de momento fletor com uma rotação insignificante entre os membros conectados. Na análise estrutural, não é permitida qualquer rotação relativa. Uma ligação do tipo **FR** deverá ter resistência e rotação suficientes para manter inalterado o ângulo entre os membros conectados no estado limite último.

(b) parcialmente restringido – **PR** (): ocorre transferência de momento fletor mas com rotação significativa entre os membros conectados. Na análise estrutural, o comportamento força x deslocamento da ligação deverá ser incluído. A resposta característica da ligação poderá ser obtida através da literatura técnica existente ou através de modelos analíticos ou experimentais. Os componentes de uma ligação do tipo **PR** deverá apresentar resistência, rotação e capacidade de deformação suficientes no estado limite último.

Diferentemente do Eurocode 3: Parte 1.8 (2003), onde existem limites mais específicos para classificar as ligações, as ligações do tipo **PR** englobam tanto as ligações flexíveis quanto as ligações semi-rígidas.

CAPÍTULO III

MODELOS DE LIGAÇÕES VIGA-COLUNA

III.1 Método dos componentes

Conforme citado no capítulo anterior, este método baseado em um modelo mecânico, recentemente introduzido no Eurocode 3 (1997), busca representar a curva momento-rotação de qualquer tipo de ligação através da obtenção dos parâmetros: rigidez inicial, momento resistente e capacidade de rotação. O método consiste em identificar os componentes ativos da ligação, estabelecer relações de força versus deslocamento para cada um destes componentes e por último realizar a associação dos componentes para obtenção da curva momento- rotação da ligação. Os componentes ativos são aqueles que contribuem para a deformabilidade da ligação, sendo representados por molas translacionais, onde o comportamento da mola pode ser representado por uma curva linear ou não-linear, dependendo da sofisticação de análise. Estes componentes ativos são características próprias de cada tipo de ligação.

Neste trabalho será apresentada a aplicação do método para três tipos de ligações. A primeira com placa de extremidade estendida, a segunda com cantoneiras de topo, alma e assento, e por último levando em conta a presença da laje, será apresentada uma ligação mista utilizando cantoneiras de alma e assento. A nomenclatura adotada para a obtenção da rigidez inicial e do momento resistente foi baseada na referência bibliográfica FAELLA , 2000.

De acordo com a solicitação de cada componente da ligação, os componentes são agrupados em: zona tracionada, zona comprimida, zona de cortante horizontal e zona de cortante vertical. Dentre os componentes de uma ligação com placa de extremidade podemos citar: alma da coluna em cisalhamento, tração e compressão, mesa da coluna e placa de extremidade em flexão, alma da viga em tração, parafusos em tração e alma da viga em compressão.

III.2 Modelo para ligação aparafusada com placa de extremidade

As ligações com placa de extremidade são largamente utilizadas no projeto estrutural metálico, em função das soluções possíveis de serem obtidas simplesmente alterando a espessura da chapa ou a quantidade de linhas de parafusos. Esta variedade de soluções permite desenvolver desde ligações rotuladas a ligações rígidas.

Na Fig. 3.1 são identificados os componentes ativos da ligação assim como as regiões de esforços solicitantes na Tabela 3.1.

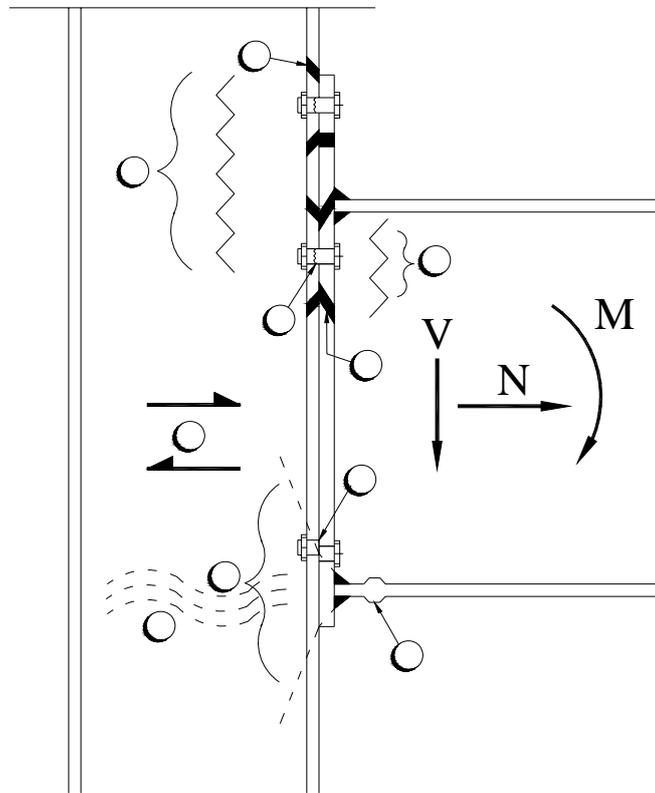


Figura 3.1 – Regiões para verificação da resistência da ligação viga-coluna com placa de extremidade.

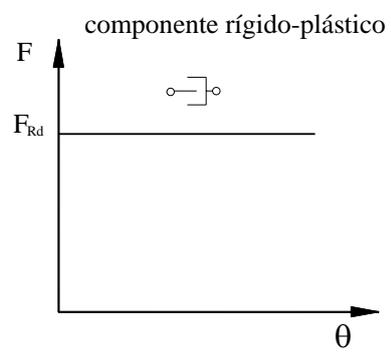
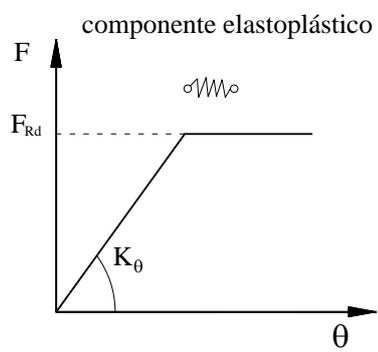
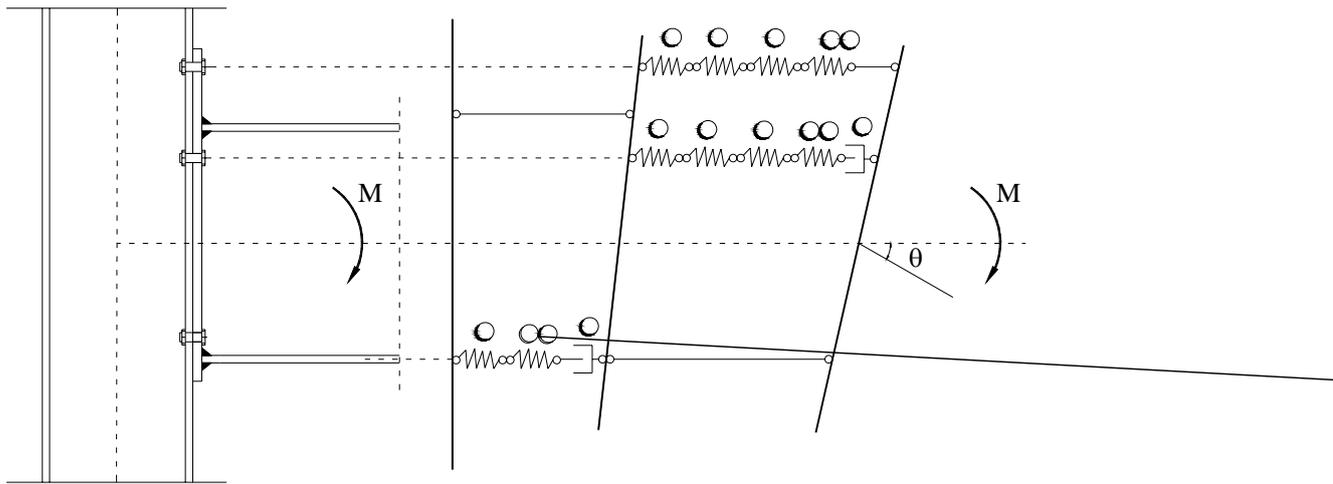
Tabela 3.1 - Verificações de resistência nos componentes ativos da ligação.

Região	Referência Fig. 3.1	Verificação
Tracionada		
Cisalhamento Horizontal		
Comprimida		
Cisalhamento Vertical		

Os componentes 1, 2, 3, 5, 6, 8, 9 e 10 da Tab. 3.1, contribuem tanto para a resistência quanto para a rigidez da ligação. Em contrapartida, os componentes 4 e 7 contribuem somente para o cálculo da resistência da ligação.

Estes componentes são avaliados individualmente por linha de parafusos tracionados, ou seja, independente das demais linhas, e alguns destes são avaliados também como parte de um grupo de linhas de parafusos, como é o caso da mesa da coluna em flexão, placa de extremidade em flexão e mesa da viga em tração.

Os elementos que influenciam tanto a resistência quanto a rigidez da ligação são representados por molas elastoplásticas, que são correlacionadas com os outros elementos em série ou em paralelo conforme mostra o modelo mecânico da ligação em estudo na Fig. 3.2. Os elementos que influenciam somente a resistência são representados por elementos rígido-plástico, ou seja, desenvolvem deformação desprezível.



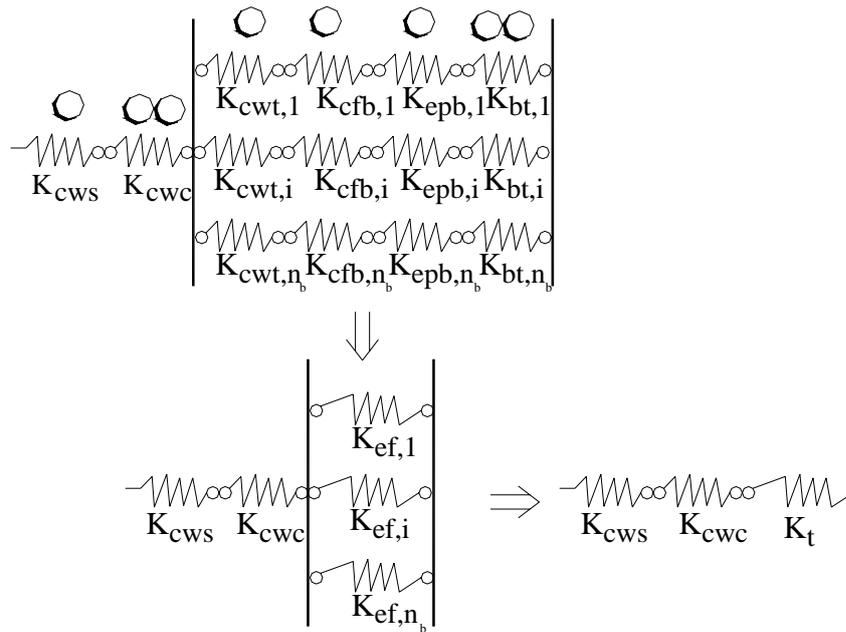


Figura 3.3 – Procedimento para cálculo da rigidez inicial da ligação.

Da Fig. 3.3, conclui-se que a rigidez equivalente de uma dada linha de parafusos em tração, obtida através de uma associação em série, pode ser dada por:

$$k_t = \frac{1}{\frac{1}{k_{cws}} + \frac{1}{k_{cwc}} + \frac{1}{k_{ef,1}} + \frac{1}{k_{ef,i}} + \frac{1}{k_{ef,n}}} \quad (3.2)$$

Por meio da compatibilidade entre deslocamentos e rotações no modelo mecânico têm-se:

83.94 m3/TT2073 Tc 6.9815 00918.72 /MCg2073 TT >>BDC BT/TT1 1 Tf0.980 0 6.9817 .66824 .9823

Finalmente, a rigidez inicial rotacional θ será dada por:

$$\theta = \frac{2}{\frac{1}{EI} + \frac{1}{EI} + \frac{1}{EI}} \quad (3.5)$$

III.2.1 Resistência dos componentes da ligação

- **Alma da coluna em cisalhamento**

O dimensionamento deste componente só é válido se a relação $\sigma \leq 69\varepsilon$ é atendida, onde $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$. A resistência do painel de alma de colunas em cisalhamento não enrijecidas é dada pela Eq. (3.6):

$$R_{dV} = \frac{A_v f_y}{\beta} \quad (3.6)$$

$$R_{dV} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3}\gamma_0} \times 0,9 \quad (3.7)$$

onde R_{dV} é a resistência do painel de alma da coluna em corte; f_y é a tensão limite de escoamento da alma da coluna; A_v é a área de corte da alma da coluna; γ_0 é o coeficiente de resistência referente à resistência da seção transversal tomado igual a 1. O parâmetro β leva em conta os momentos aplicados no nó, podendo assumir os valores: 1, para momentos iguais e opostos (não há cisalhamento); 2, para momentos opostos e desiguais; 3, para momentos no mesmo sentido.

No caso de colunas em perfil soldado, a área de corte A_v é coincidente com a área da alma da coluna, já para colunas em perfil laminado a área de corte A_v é dada por (Fig. 3.4):

$$A_v = 2A_{fl} + (2A_{st}) \quad (3.8)$$

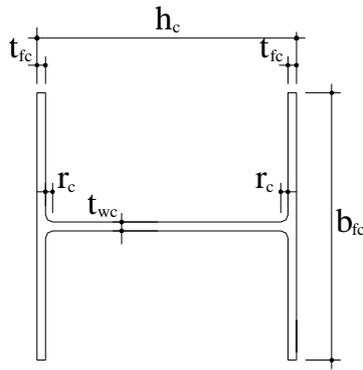


Figura 3.4 – Área de corte para perfis laminados.

Para colunas enrijecidas somente com enrijecedores transversais na alma da coluna tanto na região comprimida quanto na região tracionada, a resistência destes enrijecedores deverá ser adicionada à resistência do painel de alma de colunas em cisalhamento, e é dada por Eq. (3.9):

$$V_n = \frac{4}{\lambda} V_{p,wc} \quad \text{mas} \quad V_n \leq \frac{2}{\lambda} V_{p,wc} + 2 V_{p,fc} \quad (3.9)$$

onde λ é a distância entre linhas de centro dos enrijecedores; $V_{p,fc}$ é o momento plástico resistente da mesa da coluna; $V_{p,wc}$ é o momento plástico resistente do enrijecedor.

Para colunas enrijecidas com enrijecedores diagonais na alma da coluna, a resistência devido aos enrijecedores diagonais deverá ser adicionada à resistência do painel de alma de colunas em cisalhamento pela Eq. (3.10):

$$V_n = \frac{A_w t_w}{\lambda} \chi \quad (3.10)$$

com

$$\lambda = \sqrt{\left(\frac{h_c}{t_w}\right)^2 + \left(\frac{b_{fc}}{t_w}\right)^2} \quad (3.11)$$

onde t_w é a espessura da mesa da viga; A_w e χ são, respectivamente, a área e a tensão limite de escoamento do enrijecedor diagonal; $\chi \leq 1$ é o coeficiente de flambagem do enrijecedor diagonal.

Por hipótese de cálculo, quando for necessário enrijecer a alma da coluna tanto com enrijecedores transversais quanto com enrijecedores diagonais, o acréscimo de resistência considerado no cálculo da resistência do painel de alma em cisalhamento da coluna, será devido somente à presença dos enrijecedores diagonais, Eq. (3.10).

- **Alma da coluna em compressão**

A resistência da alma da coluna deve levar em conta o estado local de tensões. Este estado local de tensões é proveniente da interação entre as tensões normais horizontais, provocadas pelas mesas da viga, com as tensões normais verticais e com as tensões cisalhantes no painel da alma da coluna. Este efeito local de tensões pode levar ao esmagamento ou a flambagem local da alma da coluna, desta forma a força resistente para a alma em compressão é dada pelo valor mínimo dentre estes dois efeitos:

$$= \min \left\{ \frac{\omega}{\gamma_0}; \frac{\rho\omega}{\gamma_1} \right\} \quad (3.12)$$

onde o parâmetro ω leva em conta o efeito das tensões cisalhantes e cujos valores podem ser obtidos por meio da Tab. 3.2; γ é o coeficiente de segurança referente a flambagem da placa tomado igual a ; é a largura efetiva da alma da coluna à compressão dada pela Eq. (3.13),

$$= +2\sqrt{2} + 5(+) + \quad (3.13)$$

onde é o comprimento obtido pela dispersão à 45° através da placa de extremidade (< <2) e ρ é o fator de redução devido a flambagem da placa, Eq. (3.14),

$$\begin{cases} \rho = 1, \bar{\lambda} \leq 0,72 \\ \rho = \frac{(\bar{\lambda} - 0,22)}{\bar{\lambda}^2}, \bar{\lambda} > 0,72 \end{cases} \quad (3.14)$$

onde $\bar{\lambda}$ é a esbeltez da placa dada pela Eq. (3.15),

$$\bar{\lambda} = 0,932 \sqrt{\frac{\cdot}{2}} \quad (3.15)$$

onde assume os valores, Eq. (3.16),

$$\begin{cases} = -2(\quad + \quad), & \text{para perfis laminados} \\ = -2(\quad + \sqrt{2} \quad), & \text{para perfis soldados} \end{cases} \quad (3.16)$$

e é um fator de correção que deve ser utilizado sempre que a máxima tensão longitudinal de compressão na alma, devido ao esforço axial ou momento fletor, exceda 0,7, Eq. (3.17):

$$\begin{cases} = 1, & \text{se } \sigma_{\text{com,Ed}} \leq 0,7 \\ = 1,7 - \frac{\sigma_{\text{com,Ed}}}{\quad}, & \text{se } \sigma_{\text{com,Ed}} > 0,7 \end{cases} \quad (3.17)$$

onde σ é a máxima tensão longitudinal de compressão.

Obs.: Geralmente, o fator de redução é tomado igual a 1 e nenhuma redução é necessária. Este fator pode ser omitido em cálculos preliminares quando a tensão longitudinal não é conhecida para ser verificada posteriormente.

Tabela 3.2 - Parâmetro de redução ω para efeito do cortante.

<i>Parâmetro de transformação β</i>	<i>Parâmetro de redução ω</i>
$0 \leq \beta \leq 0,5$	$\omega = 1$
$0,5 < \beta < 1$	$\omega = \omega_1 + 2(1 - \beta)(1 - \omega_1)$
$\beta = 1$	$\omega = \omega_1$
$1 < \beta < 2$	$\omega = \omega_1 + (\beta - 1)(\omega_2 - \omega_1)$
$\beta = 2$	$\omega = \omega_2$
$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \left(\frac{\quad}{\quad} \right)^2}}$	$\omega_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5,2 \left(\frac{\quad}{\quad} \right)^2}}$

onde e β definidos anteriormente.

- Mesa da coluna em flexão

O comportamento da mesa da coluna em flexão pode ser modelado por meio de “ ” equivalentes, desde que adotadas as larguras efetivas, , apropriadas. A resistência da mesa da coluna em flexão, pode ser determinada considerando três tipos possíveis de colapso no modelo equivalente do “ ” (Fig. 3.5).

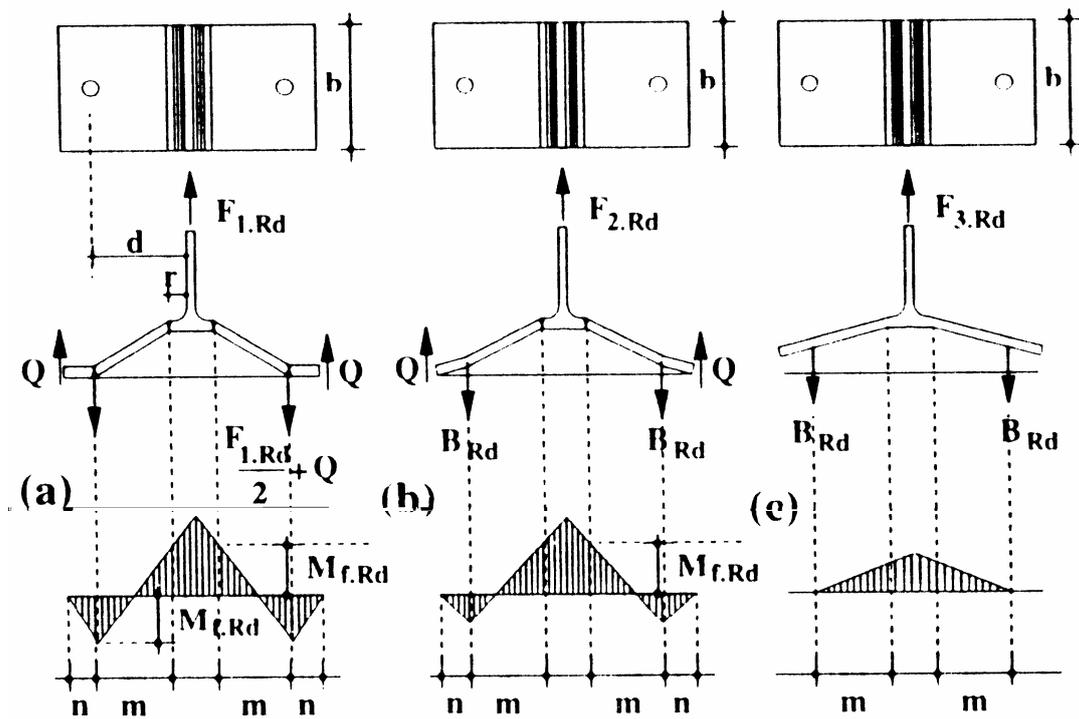


Figura 3.5 – Modos de ruptura de um “ ” equivalente (FAELLA , 2000).

De acordo com os modos de ruptura apresentados na Fig. 3.5, as resistências são definidas por:

Tipo 1, caso (a): colapso dos flanges sem ocorrer a ruptura dos parafusos com formação de quatro rótulas plásticas:

$$F_{1,Rd} = \frac{4}{\dots} \quad (3.18)$$

onde $\gamma_0 = -0,8$, com e definido como a distância do centro do furo do parafuso à face da alma da coluna, e n é definido em função do perfil da coluna como mostra a Fig. 3.6, e o momento resistente da mesa da coluna é dado por:

$$M_{rc} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_{t,c}}{4\gamma_0} \quad (3.19)$$

onde $W_{pl,y}$ é a largura efetiva definida na Tab. 3.3; $f_{t,c}$ é a tensão limite de escoamento da mesa da coluna.

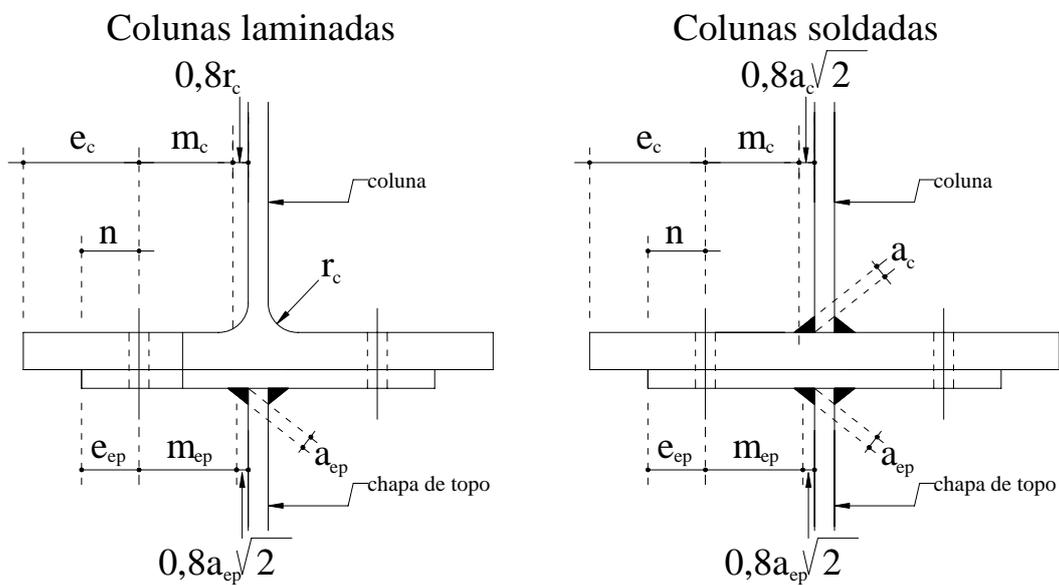


Figura 3.6 – Definição de parâmetros geométricos.

Tipo 2, caso (b): colapso dos flanges com formação de duas rótulas plásticas e ruptura dos parafusos:

$$M_{r2} = \frac{2 \cdot M_{rc} + \sum M_{rp}}{1,25} \quad (3.20)$$

onde $\min\{1,25\}$ (Fig. 3.6) e M_{rp} é a resistência individual a tração do parafuso:

$$M_{rp} = \frac{0,9 \cdot A_{tr} \cdot f_{tr}}{\gamma_2} \quad (3.21)$$

onde A_{tr} é a área resistente, f_{tr} é a tensão de ruptura do parafuso e γ_2 é um coeficiente de resistência tomado igual a 1,25.

Tipo 3, caso (c): ruptura dos parafusos sem colapso dos flanges:

$$3. = \sum \quad (3.22)$$

O cálculo da largura efetiva faz referência aos diferentes modos de ruptura possíveis do “ ”. Para o modo de ruptura tipo 1, a largura efetiva é dada pelo valor mínimo entre calculado para formas circulares e não circulares. Em contrapartida, a forma não circular de ruptura deverá ser adotada para o cálculo da largura efetiva para o modo de ruptura tipo 2.

Tabela 3.3 - Larguras efetivas para uma linha de parafusos (mesa da coluna em flexão).

Modo de ruptura	Linha interna de parafuso	Linha de parafuso adjacente à extremidade de coluna	Linha de parafuso adjacente a enrijecedor
Forma circular	2π	$\min\{2\pi ; \pi + 2_1\}$	2π
Forma não-circular	$4 + 1,25$	$\min\{4 + 1,25 ; 2 + 0,625 + 1\}$	α

Onde $m=mc$

No caso de existir mais de uma linha tracionada de parafusos, além do cálculo individual para cada linha de parafusos, deve ser calculada também a resistência para o grupo de linhas de parafusos, conforme as possíveis formas de ruptura mostradas na Fig. 3.7. A resistência do grupo de parafusos é realizada aplicando-se as equações citadas anteriores com a nova largura efetiva calculada pela Tab. 3.4.

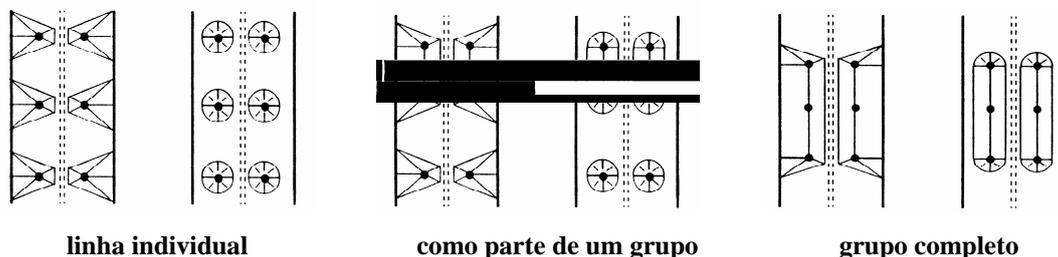


Figura 3.7 – Modelos de linhas de ruptura para grupos de linhas de parafusos (FAELLA , 2000).

A presença de enrijecedores na alma da coluna pode ser considerada por meio do parâmetro α , aplicado à largura efetiva, podendo ser obtido pela Fig. 3.8.

Tabela 3.4 - Larguras efetivas para uma linha de parafusos pertencendo a um grupo (mesa da coluna em flexão).

Modo de ruptura	Linha interna de parafuso	Linha externa de parafuso	Linha de parafuso adjacente à extremidade de coluna	Linha de parafuso adjacente a enrijecedor
Forma circular	2	$\pi +$	$\min \{ \pi + ; 2 \cdot 1 + \}$	$\pi +$
Forma não-circular		$2 + 0,625 + 0,5$	$\min \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,5 ; \\ 2 + 0,625 + 0,5 \end{array} \right\}$	$0,5 + \alpha + 2 + 0,625$

Na Tab.3.4, o parâmetro α é definido como a distância vertical entre linhas de parafusos.

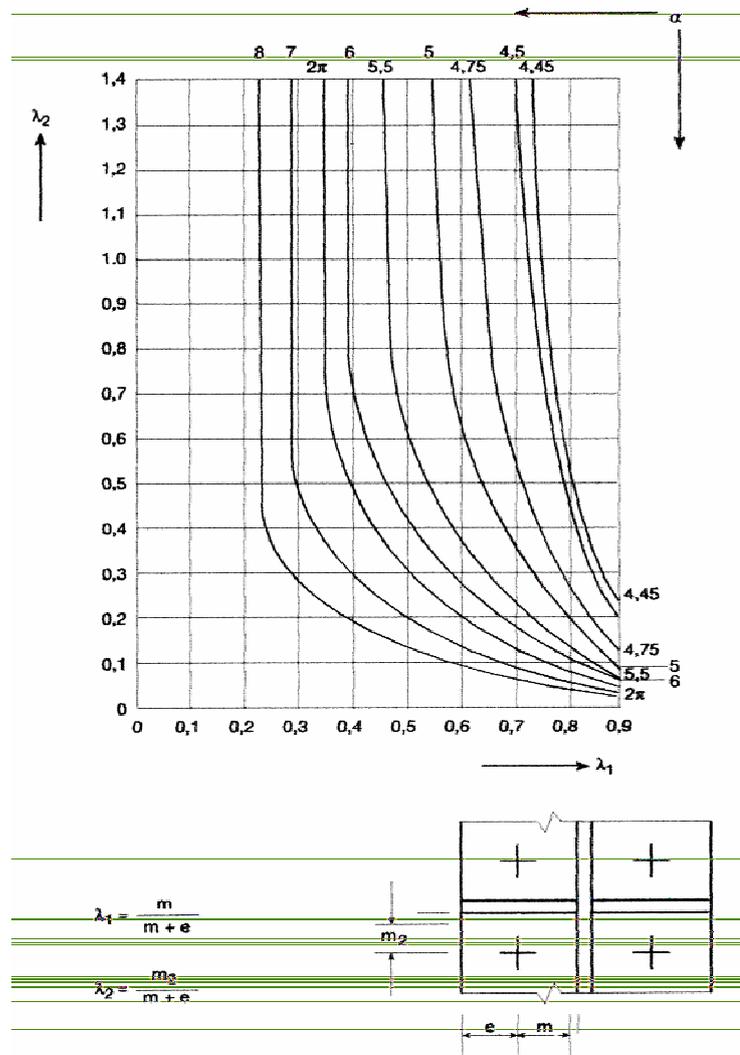


Figura 3.8 – Valores de α para colunas enrijecidas e placa de extremidade (Eurocode 3).

Segundo a Fig. 3.8, Tabs. 3.2 e 3.3, e conforme representados na Fig.3.6.

Desta forma a resistência da mesa da coluna em flexão é definida por:

$$R_{f, c} = \min \{ R_{1, c} ; R_{2, c} ; R_{3, c} \} \quad (3.23)$$

- **Placa de extremidade em flexão**

Adotando a mesma formulação de “T-stub”, a resistência deste componente pode ser obtida de forma análoga ao anterior, observando as definições geométricas das Figs. 3.6 e 3.9:

Tipo 1, caso (a): colapso dos flanges sem ocorrer a ruptura dos parafusos com formação de quatro rótulas plásticas:

$$R_{1, c} = \frac{4 M_{pl, c}}{L_{ef}} \quad (3.24)$$

$$M_{pl, c} = \frac{F_{t, c}^2}{4 \gamma_0} \quad (3.25)$$

Tipo 2, caso (b): colapso dos flanges com formação de duas rótulas plásticas e ruptura dos parafusos:

$$R_{2, c} = \frac{2 M_{pl, c} + \sum F_{t, c} L_{ef}}{L_{ef}} \quad (3.26)$$

Tipo 3, caso (c): ruptura dos parafusos sem colapso dos flanges:

$$R_{3, c} = \sum F_{t, c} \quad (3.27)$$

A resistência da chapa em flexão é definida como o menor valor obtido dentre os resultados das Eqs. 3.24, 3.26 e 3.27.

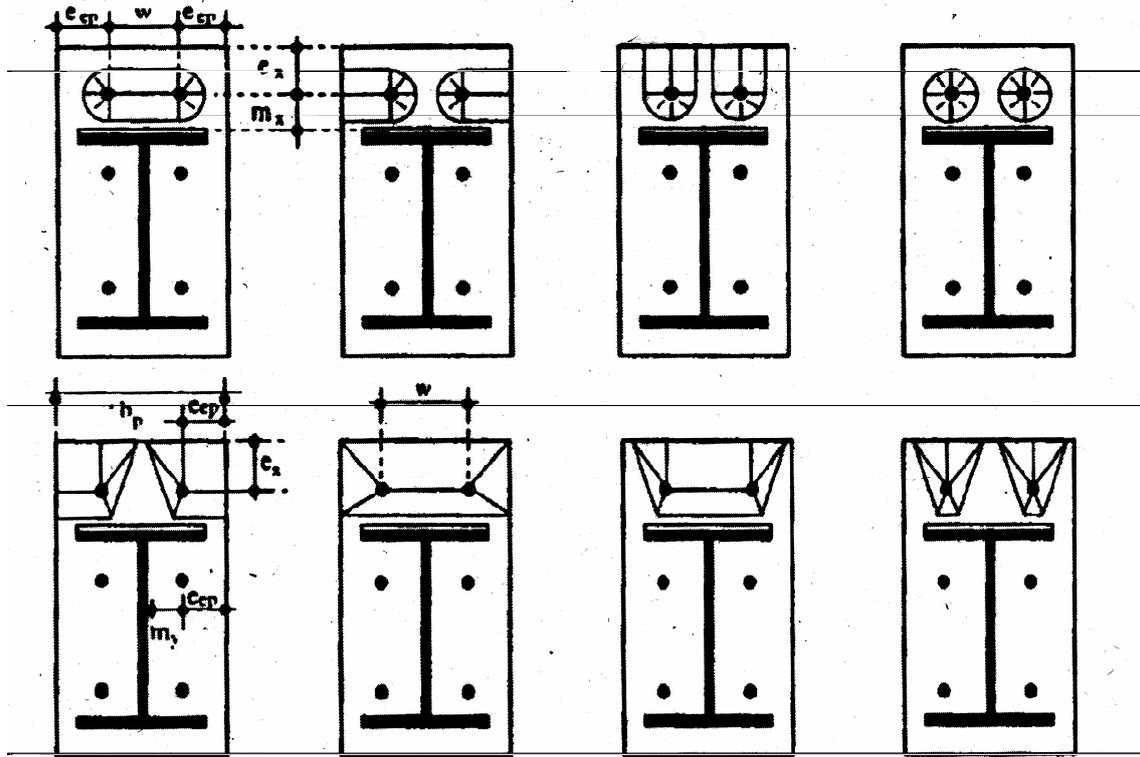


Figura 3.9 – Mecanismos de colapso para a linha de parafusos acima da mesa superior da viga (FAELLA, 2000).

As larguras efetivas para uma dada linha de parafusos comportando-se isoladamente ou como parte de um grupo podem ser obtidos segundo as Tabs. 3.5 e 3.6:

Tabela 3.5 - Larguras efetivas para uma linha de parafusos (placa de extremidade em flexão).

Modo de ruptura	Linha interna de parafuso	Linha de parafuso acima da mesa tracionada da viga	Linha de parafuso adjacente a enrijecedor
Forma circular	2π	$\min \left\{ \begin{array}{l} 2\pi ; \pi + ; \pi + 2 ; \\ \pi + 2 \end{array} \right\}$	—
Forma não-circular	$4 + 1,25$	$\min \left\{ \begin{array}{l} 4 + 1,25 ; + 2 + 0,625 ; \\ 0,5 ; 0,5 + 2 + 0,625 \end{array} \right\}$	α

Tabela 3.6 - Larguras efetivas para uma linha de parafusos pertencente a um grupo (placa de extremidade em flexão).

Modo de ruptura	Linha interna de parafuso	Linha externa de parafuso
Forma circular	2	$\pi +$
Forma não-circular		2 + 0,625 + 0,5

Onde a mesa da viga em tração deve ser considerada um enrijecedor para a linha de parafuso adjacente (entre mesas), conforme Fig.3.8 com e .

- **Alma da coluna em tração**

A resistência deste componente é determinada conforme o componente da alma em compressão considerando que a distribuição de tensões locais seja similar.

$$\gamma_0 = \frac{\omega}{\gamma_0} \quad (3.28)$$

onde ω é a mesma largura efetiva adotada para representar o comportamento da coluna em flexão, considerando os parafusos isolados ou como parte de um grupo.

- **Mesa e alma da viga em compressão**

Este componente atua como sendo uma limitação da resistência da ligação viga-coluna, não podendo ser maior que a resistência de projeto da viga. Assim sendo a máxima resistência da viga e alma à compressão é:

$$\gamma_0 = \frac{M_p}{h t} \quad (3.29)$$

onde M_p e h são o momento plástico de projeto, a altura total e espessura da mesa da viga.

- **Alma da viga em tração**

A resistência deste componente é obtida nas mesmas considerações realizadas para a alma da coluna em tração. Levando em conta as propriedades geométricas e mecânicas da viga, a resistência deste componente é dada por:

$$R_{t,al} = \frac{A_{al} \cdot \sigma_{t,al}}{\gamma_0} \quad (3.30)$$

onde $\sigma_{t,al}$ e A_{al} são a tensão limite de escoamento e espessura da alma da viga, e

$$2, = \min \left\{ \frac{\cdot}{\beta} - 1, ; \cdot - 1, ; \cdot - 1, \right\} \quad (3.32a)$$

$$2, \leq \cdot, (2) \quad (3.32b)$$

$$2, = \min \left\{ \cdot, (2); \cdot, (2+1) - 1, \right\} \quad (3.32c)$$

$$2, = \min \left\{ \cdot, (2); \cdot, (2+1) - 1, \right\} \quad (3.32d)$$

$$2, \leq \cdot, (2) \quad (3.32e)$$

C) Avalia-se a resistência à tração da linha de parafusos subsequente, ou seja, da linha de parafusos, considerando que a força resultante das duas três primeiras linhas deve ser equilibrada pela alma da

$$M_{3,} = \min \left\{ M_{3,} \text{ (3)}; M_{3,} \text{ (3+2)} - M_{2,} \text{ (2)}; M_{3,} \text{ (3+2+1)} - M_{2,} \text{ (2)} - M_{1,} \text{ (1)} \right\} \quad (3.34)$$

Observe nas equações acima, que a verificação em grupo com a primeira linha somente é feita no lado da coluna quando não existe enrijecedor, pois do lado da viga existe a mesa da viga que impede o trabalho em grupo.

D) Finalmente o momento resistente é obtido aplicando a Eq. (3.1) com os valores obtidos de resistência para cada linha de parafusos acima.

III.2.3 Rigidez dos componentes básicos

- **Alma da coluna em cisalhamento**

A rigidez axial do painel de alma da coluna em cisalhamento enrijecida (FAELLA, 2000) e não enrijecida é dada por:

$$k = \frac{0,38}{\beta} \quad (\text{para coluna não enrijecida}) \quad (3.35a)$$

onde β é distância entre as molas equivalentes da região tracionada e comprimida, conforme definida anteriormente juntamente com os outros parâmetros.

$$k = \frac{0,38}{\beta} + \frac{A_r}{3} \quad (\text{para coluna enrijecida}) \quad (3.35b)$$

onde A_r é a área transversal do enrijecedor diagonal e os outros parâmetros definidos anteriormente.

- **Alma da coluna em compressão**

A rigidez axial para a alma da coluna em compressão enrijecida e não enrijecida, é dada por:

$$= \frac{0,7 \cdot h_c}{b_{\text{ef}}} \quad (\text{para coluna não enrijecida}) \quad (3.36a)$$

onde h_c é a altura da alma da coluna e b_{ef} é a largura efetiva obtida por meio do “espraiamento” a 45° da força de compressão introduzida pela mesa inferior da viga, diferentemente da largura efetiva para o cálculo da resistência, b_{ef} . Como aproximação, o valor $\alpha = 0,7$ pode ser adotado segundo o Eurocode 3.

$$= \infty \quad (\text{para coluna enrijecida}) \quad (3.36b)$$

- **Alma da coluna em tração**

A rigidez axial para a alma da coluna em tração é dada por:

$$= \frac{0,7 \cdot A_c}{\alpha} \quad (3.37)$$

onde a largura efetiva b_{ef} é a mesma largura efetiva adotada pelo cálculo da resistência deste componente.

- **Mesa da coluna em flexão e placa de extremidade em flexão**

A rigidez axial para a mesa da coluna em flexão é dada por:

$$= \frac{0,9 \cdot b_{\text{ef}}^3}{3} \quad (3.38)$$

onde b_{ef} é o menor valor de largura efetiva (tomado individualmente ou como parte de um grupo) para a linha referente de parafusos informado nas Tabs.3.2 e 3.3.

A rigidez axial para a placa de extremidade em flexão é dada por:

$$= \frac{0,9 \cdot b_{\text{ef}}^3}{3} \quad (3.39)$$

onde t_{\min} é o menor valor de largura efetiva (tomado individualmente ou como parte de um grupo) para a linha referente de parafusos informado nas Tabs.3.4 e 3.5.

- **Parafusos em tração**

Finalmente, a rigidez axial para os parafusos tracionados, é dada por:

$$= \frac{1,6}{\dots} \quad (3.40)$$

onde t é a soma das espessuras das chapas conectadas mais a espessura das arruelas e metade das espessuras da cabeça e porca do parafuso.

III.3 Modelo para ligação aparafusada com cantoneira no topo, assento e dupla na alma

A aplicação do método dos componentes no Eurocode 3: Parte 1.8 (2003), restringe-se apenas às ligações do tipo: ligações soldadas, ligações aparafusadas com placa de extremidade e ligações com cantoneira de topo e assento. Pressupõe-se que as ligações com cantoneiras não se encontram incluídas no Eurocode 3 em função das dificuldades adicionais para determinação do comportamento da ligação.

Desta forma, para obtenção da resistência da ligação em questão deste item será aplicado um modelo simplificado desenvolvido inicialmente por CHEN (KISHI, 1987a; KISHI, 1987b; KISHI e CHEN, 1987), e para a rigidez inicial será adotado o método dos componentes.

III.3.1 Momento resistente da ligação

O momento resistente é governado por três parcelas da ligação: flexão da cantoneira de topo, flexão da cantoneira de assento e flexão da cantoneira de alma. Dois modelos foram desenvolvidos por CHEN, para determinar a resistência destes componentes, o primeiro referente à resistência da cantoneira de topo com a cantoneira de alma e o segundo referente à resistência da cantoneira de alma.

- **Cantoneira de topo e assento em flexão**

Este modelo baseia-se na hipótese de que o mecanismo de colapso se dá na aba da cantoneira adjacente à mesa da coluna. O detalhe do mecanismo de colapso da cantoneira de topo está indicado na Fig. 3.10.

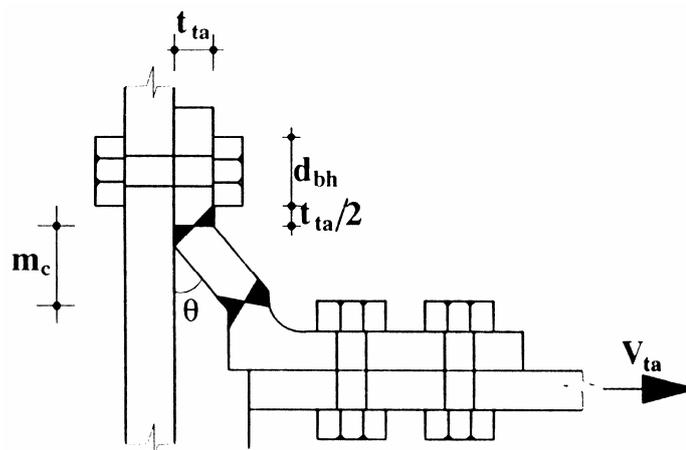


Figura 3.10 – Detalhe do mecanismo de colapso da cantoneira de topo em flexão.

De acordo com o critério de escoamento de Drucker (1956), a relação entre o momento fletor e a força de corte deve obedecer a seguinte condição:

$$\frac{M}{M_0} + \left(\frac{V}{V_0} \right)^2 = 1 \quad (3.41)$$

onde M e V são o momento plástico e força de corte plástico por unidade de comprimento da aba da cantoneira de topo adjacente à coluna, e M_0 e V_0 são o momento resistente puro plástico, na ausência de força de corte, e a força de corte puro por unidade de comprimento da cantoneira de topo. São obtidos segundo o critério de Tresca:

$$V_0 = \frac{2}{3} M_0 \quad (3.42)$$

onde b e t são a largura e espessura da cantoneira de topo, e σ_y é a tensão limite de escoamento da cantoneira de topo, e:

$$\sigma_y = \frac{M}{I} \quad (3.43)$$

A equação do trabalho para o mecanismo de colapso descrito acima, pode ser definida como:

$$2 \theta = \theta \quad (3.44)$$

$$= \frac{M}{I} \quad (3.45)$$

onde a representa a distância entre as duas linhas de plastificação da Fig. 3.10.

Substituindo-se (3.45) e (3.42) na (3.41), temos:

$$\left(\frac{a}{t} \right)^4 + \frac{M}{I} = 1 \quad (3.46)$$

Desta forma a solução fechada para a Eq. (3.46) pode ser dada por:

$$\frac{a}{t} = 0,3385 \left[\left(\frac{6,4474 M - I^3}{I} \right)^{1/2} - I \right] \quad (3.47)$$

onde,

$$M = \frac{1}{2} \sigma_y b t^2 \quad (3.48)$$

e

$$I_2 = (\sqrt{27^{-4} + 256} + 3\sqrt{3}^{-2})^{1/3} \quad (3.49)$$

$$I_3 = (\sqrt{27^{-4} + 256} - 3\sqrt{3}^{-2})^{1/3} \quad (3.50)$$

Finalmente, considerando a contribuição da cantoneira de assento através da equação de equilíbrio em torno do centro de rotação, localizado na metade da espessura da mesa comprimida da viga (Fig. 3.11).

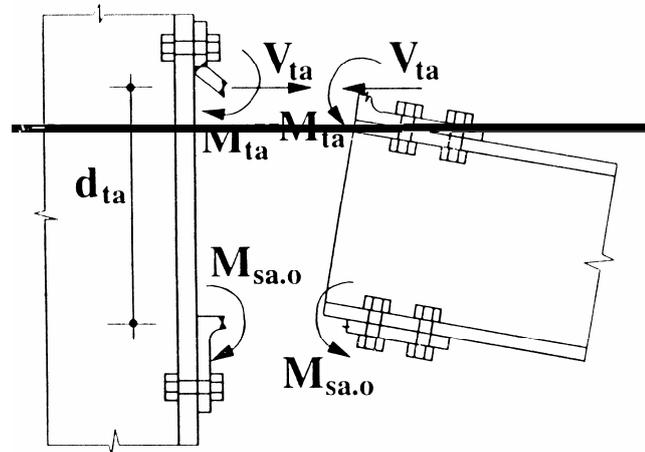


Figura 3.11 – Mecanismo de colapso da cantoneira de topo e assento onde cantoneiras constituem a componente mais fraca da ligação.

$$M_{ta} = M_{sa.o} + \frac{V_{ta} d_{ta}}{2} = M_{sa.o} + \frac{V_{ta} d_{ta}}{2} \quad (3.51)$$

onde $M_{sa.o}$ é o momento plástico puro da aba da cantoneira de assento adjacente à coluna, desprezando-se a interação entre a carga axial e momento fletor, é expresso por:

$$M_{sa.o} = \frac{b t^2}{4} \sigma_y \quad (3.52)$$

onde b e t são a largura e espessura da cantoneira de assento, e σ_y é a tensão limite de escoamento correspondente.

- **Cantoneira de alma em flexão**

Adotando a mesma formulação para determinação da resistência da cantoneira de topo e assento, CHEN [19] estendeu os estudos para a cantoneira de alma, onde o mecanismo de colapso se dá em toda a altura da cantoneira de alma (Fig. 3.12).

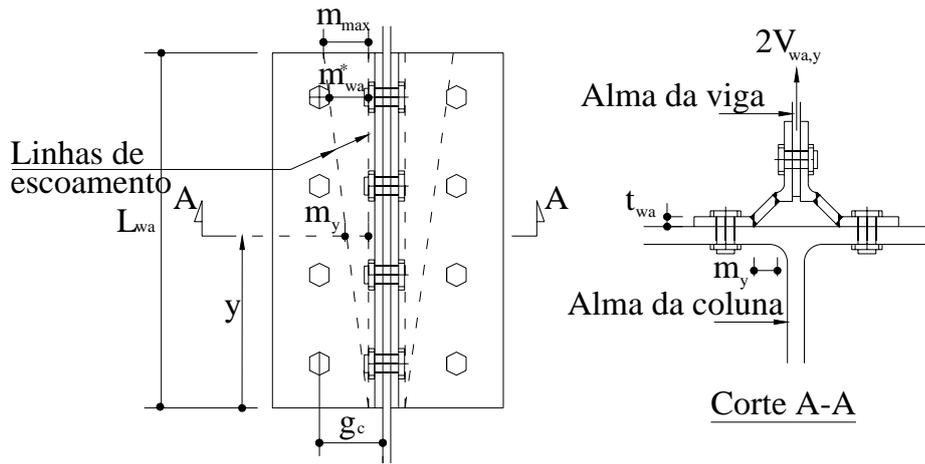


Figura 3.12 – Mecanismo de colapso da cantoneira de alma.

Introduzindo novos parâmetros geométricos para a cantoneira de alma, as Eqs. (3.46) a (3.50) são reescritas para:

$$\left(\frac{m_y}{m_{wa}}\right)^4 + \frac{m_y}{m_{wa}} = 1 \quad (3.53)$$

onde m_y representa a distância entre as duas linhas de plastificação desenvolvida na aba da cantoneira conectada a coluna, medida na distância y da borda inferior da aba da cantoneira,

$$m_y = \frac{m_{wa}}{2} \quad (3.54)$$

$$\frac{m_y}{m_{wa}} = 0,3385 \left[\left(\frac{6,4474 - \frac{m_y}{m_{wa}}}{1} \right)^{1/2} - \frac{m_y}{m_{wa}} \right] \quad (3.55)$$

onde,

$$m_y = \frac{m_{wa}}{2} \quad \frac{m_y}{m_{wa}} = \sqrt{\frac{m_y}{m_{wa}} - \frac{m_y}{m_{wa}}^3} \quad (3.56)$$

e

$$\frac{m_y}{m_{wa}} = (\sqrt{27^{-4} + 256} + 3\sqrt{3}^{-2})^{1/3} \quad (3.57)$$

$$\xi_3 = (\sqrt{27^{-4} + 256} - 3\sqrt{3}^{-2})^{1/3} \quad (3.58)$$

Pela Eq. (3.55) observa-se uma distribuição não-linear ao longo da altura da cantoneira. Para simplificar o procedimento, CHEN ¹ propõem uma linearização da distribuição da força de corte plástica de maneira a centralizar a força de corte resultante, V_{wa} , no baricentro desta distribuição linearizada (Fig. 3.13).

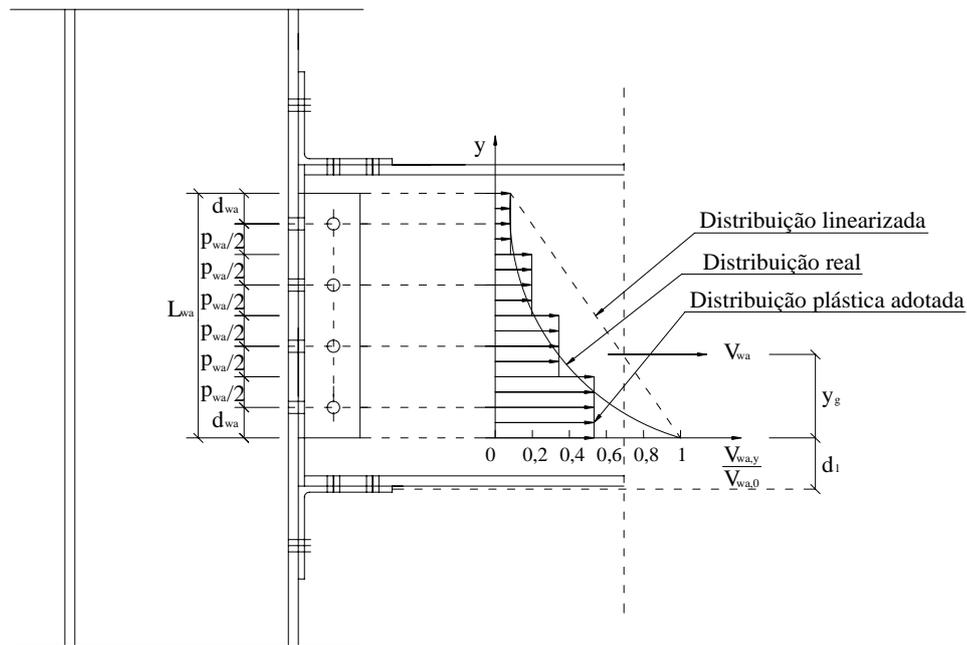


Figura 3.13 – Distribuição de esforço cortante ao longo da altura da cantoneira.

Seguindo esta simplificação, a força de corte plástica resultante pode ser escrita como:

$$V_{wa} = \frac{V_{wa,0} + V_{wa,y}}{2} \quad (3.59)$$

onde $V_{wa,y}$ é o valor da força de corte por unidade de comprimento tomando-se $V_{wa,0}$ no topo e $V_{wa,y}$ na base. Localizando esta força de corte resultante pela borda inferior da cantoneira:

$$y_g = \frac{1}{3} \frac{2V_{wa,y} + V_{wa,0}}{V_{wa,y} + V_{wa,0}} \quad (3.60)$$

Para locação da linha de escoamento, FAELLA (1996a) definem os parâmetros abaixo:

$$\psi_1^* = -\psi_1 \left(\frac{d_{bh}}{2} + \frac{t_{wa}}{2} + 0,2 \right) \quad (3.61)$$

$$\psi_1^* = -0,8 \quad (3.62)$$

$$0 \leq \psi_1 = 1,89 - 3,22 \left(\frac{d_{bh}}{\sqrt{I}} \right) \leq 1 \quad (3.63)$$

onde d_{bh} e t_{wa} são o diâmetro do parafuso e de sua cabeça, e os demais parâmetros podem ser encontrados nas Figs. 3.12 e 3.14.

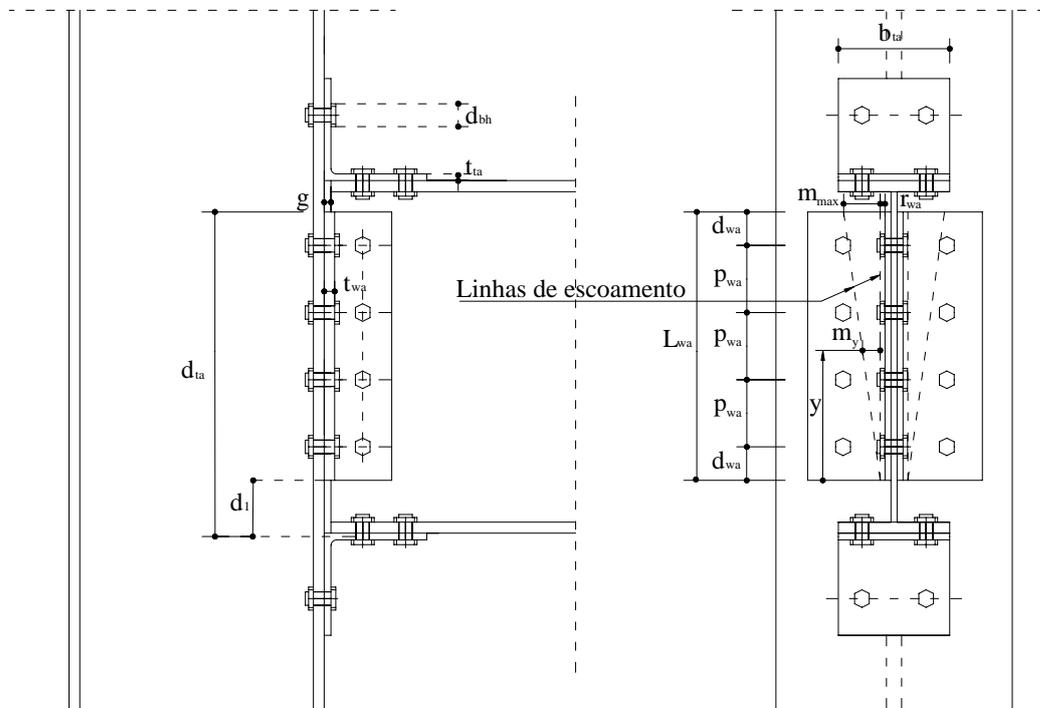


Figura 3.14 – Parâmetros geométricos do nó estrutural com cantoneiras.

Definindo m_y como a distância do centro de rotação, localizado na espessura média da aba da cantoneira de assento, até a aba inferior da cantoneira de alma, a resistência da cantoneira de alma pode ser definida por:

$$R_{t,wa} = n_{wa} \left(\frac{L_{wa}}{m_y} + 1 \right) \quad (3.64)$$

onde n_{wa} é o número de cantoneiras presentes na alma da viga.

Assim, o momento resistente da ligação formada por duas cantoneiras na alma, uma cantoneira no topo e outra no assento, pode ser dada por:

$$M_r = 2 \left(K_{cwt} + K_{cfb} \right) + \frac{K_b}{2} + \dots \quad (3.65)$$

III.3.2 Rigidez inicial da ligação

Conforme mostra a Fig. 3.15, os elementos que participam da ligação podem ser modelados segundo o método dos componentes:

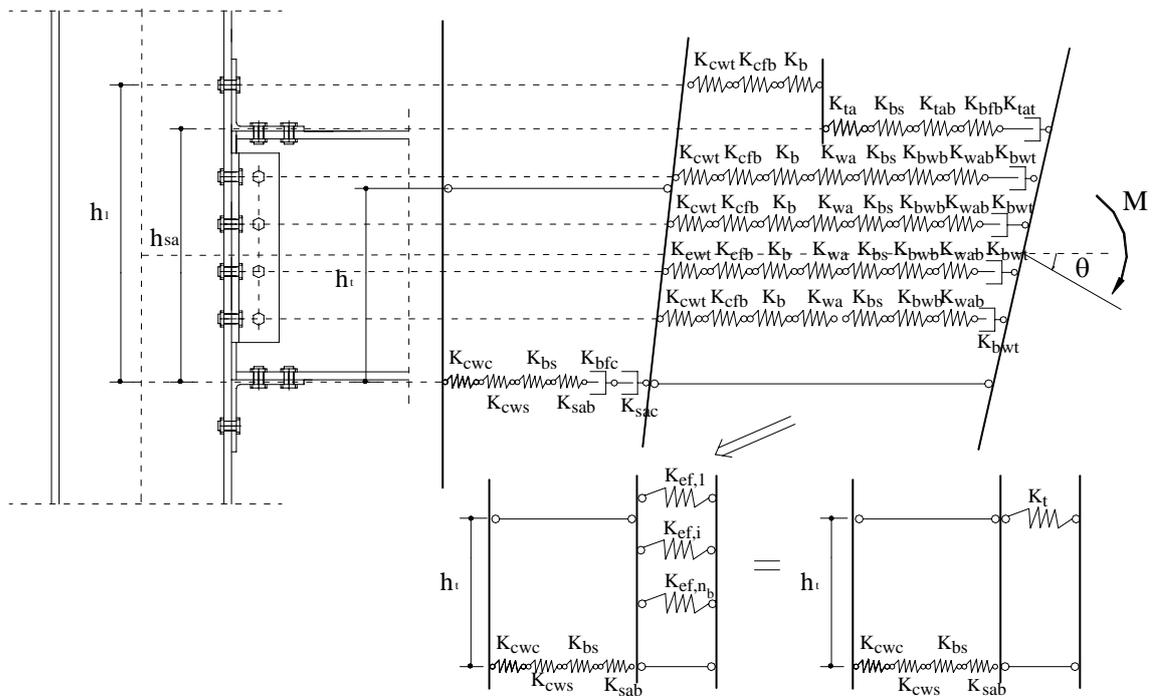


Figura 3.15 – Procedimento para avaliação da rigidez inicial de uma ligação com cantoneiras.

Os seguintes elementos envolvidos na avaliação da rigidez inicial da ligação são:

- Alma da coluna em compressão ();
- Alma da coluna em cisalhamento ();
- Mesa da coluna em flexão ();

- Alma da coluna em tração ();
- Cantoneira em flexão (de topo e de alma);
- Parafusos em tração ();
- Parafusos em corte (na cantoneira de topo , de assento e de alma);
- Placas submetidas à pressão de contato (na cantoneira de topo , de assento e de alma , nas mesas e na alma da viga).

Seguindo o mesmo princípio do modelo com placa de extremidade, a rigidez equivalente de cada linha de parafusos em tração pertencentes à cantoneira de alma, associados em série, pode ser dada por:

$$k = \frac{1}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_4} + \frac{1}{k_5} + \frac{1}{k_6} + \frac{1}{k_7}} \quad (3.66)$$

Para os elementos pertencentes à cantoneira de topo, os elementos pertencentes ao nível da mesa tracionada da viga devem ser transladados para o nível de parafusos que conectam a cantoneira de topo à mesa da coluna, através das modificações das rigidezas desses componentes:

$$k = \left(\frac{1}{k_1} \right)^2 = \left(\frac{1}{k_1} \right)^2 \quad (3.67)$$

$$k = \left(\frac{1}{k_1} \right)^2 = \left(\frac{1}{k_1} \right)^2 \quad (3.68)$$

Por meio da compatibilidade entre deslocamentos e rotações no modelo mecânico têm-se:

$$= \sum_{i=1}^n \quad (3.69)$$

onde é o braço de alavanca equivalente dado pela Eq. (3.70):

$$\theta = \frac{\sum_{i=1}^n \theta_i^2}{\sum_{i=1}^n \theta_i} \quad (3.70)$$

Finalmente, a rigidez inicial rotacional θ para uma ligação com cantoneiras de topo, dupla de alma e de assento, pode ser dada por:

$$\theta = \frac{1}{\frac{1}{I_{x1}} + \frac{1}{I_{x2}} + \frac{1}{I_{x3}} + \frac{1}{I_{x4}} + \frac{1}{I_{x5}}} \quad (3.71)$$

III.3.2.1 Rigidez dos componentes básicos

Para os componentes listados abaixo, as mesmas considerações de cálculo realizadas no modelo para placa de extremidade do item anterior, foram aplicadas para este modelo com cantoneiras:

- J **Alma da coluna em compressão;**
 - J **Alma da coluna em cisalhamento;**
 - J **Alma da coluna em tração;**
 - J **Mesa da coluna em flexão;**
 - J **Parafusos em tração.**
- **Cantoneiras de topo e alma em flexão**

De acordo com FAELLA (1997), a rigidez axial das cantoneiras em flexão é obtida por:

$$= \frac{0,5 \cdot I_{eff,ta}^3}{3} \left(\frac{4\gamma}{4\gamma + 3} \right) \quad (3.72)$$

$$= \frac{0,5 \cdot I_{eff,wa}^3}{3} \left(\frac{4\gamma}{4\gamma + 3} \right) \quad (3.73)$$

$$\gamma = \frac{2' / 2}{1' / 1} \quad (3.74)$$

onde e é a são as larguras efetivas de “T-stubs” equivalentes determinadas de acordo com a tabela abaixo.

Tabela 3.7 - Larguras efetivas para “T-stub” equivalente (cantoneira de topo e alma em flexão).

Linha de parafuso	Largura efetiva
Cantoneira de topo	$b_{eff} = \min \left\{ b + 2 \cdot \frac{t}{2}; \frac{b}{2} + \frac{t}{2}; \frac{b}{2}; \frac{b}{2} + t \right\}$
Cantoneira de alma-linha interna	$b_{eff} = \min \left\{ b + 2 \cdot \frac{t}{2}; \frac{b}{2} + \frac{t}{2} \right\}$
Cantoneira de alma-linha externa	$b_{eff} = \min \left\{ b + 2 \cdot \frac{t}{2}; \frac{b}{2} + \frac{t}{2}; \frac{b}{2}; \frac{b}{2} + t \right\}$

onde , e são o diâmetro da cabeça dos parafusos, a distância entre os mesmos e a distância, na direção vertical, da linha mais externa à borda da chapa.

- **Parafusos em corte**

A rigidez axial para uma linha de dois parafusos em corte, é dada por:

$$K_{ax} = \frac{16 \cdot A_s \cdot f_t}{16} \quad (3.75)$$

onde é a tensão de ruptura a tração do parafusos e é o diâmetro nominal de um parafuso (16mm).

- **Placas conectadas por parafusos sujeitos a corte**

Esta componente ocorre na ligação aparafusada entre a aba da cantoneira de assento adjacente e mesa comprimida da viga, sendo a rigidez axial para um par de parafusos dada por:

$$\begin{aligned}
&= 24 && (3.76) \\
&= \min \left(24 - 0,5; 0,25 - 0,375; 1,25 \right) \\
&= \min \left(1,5 - \frac{\quad}{16}; 2,5 \right)
\end{aligned}$$

onde e é a distância entre a linha de parafuso e a borda livre da cantoneira; a é a distância entre linhas de parafusos na direção da força de corte horizontal; $R_{t,pl}$ e t são a resistência última e espessura da placa.

III.4 Modelo para ligação mista com cantoneira dupla na alma e no assento

As ligações mistas são atrativas na construção metálica pois com simples acréscimo de barras de reforço introduz aumento de resistência e rigidez na ligação. Sua formulação de cálculo foi incluída no Eurocode 3 (1997), um modelo ainda incompleto que abrange somente alguns tipos de ligações como placa de extremidade.

Será estendido o modelo de cálculo proposto Eurocode 3 (1997) para ligações com cantoneira dupla de alma e de assento fazendo uso das propriedades dos componentes do modelo exposto anteriormente com cantoneiras. Diferentemente do modelo anterior onde todas as linhas de parafusos tracionados contribuem para a resistência e para a rigidez, será utilizada uma simplificação permitida no Eurocode 3 (1997) onde apenas a primeira linha de parafusos tracionada da cantoneira de alma será considerada contanto que as outras linhas próximas ao centro de compressão também sejam negligenciadas. A metodologia aplicada para este modelo tem como base o trabalho desenvolvido por OLIVEIRA (2003) para ligação mista viga-viga, no qual utilizou como referência estudos de AHMED e NETHERCOT (1997) para placas de extremidade estendidas.

Os componentes da ligação mista identificados são (Fig. 3.16):

- Barras de reforço em tração ();
- Conectores em cisalhamento ();

- Alma da coluna em compressão ();
- Alma da coluna em cisalhamento ();
- Mesa da coluna em flexão ();
- Alma da coluna em tração ();
- Cantoneira de alma em flexão ();
- Parafusos em tração ();
- Parafusos em corte (na cantoneira de assento e de alma);
- Placas submetidas à pressão de contato (na cantoneira de assento e de alma , e na alma da viga).

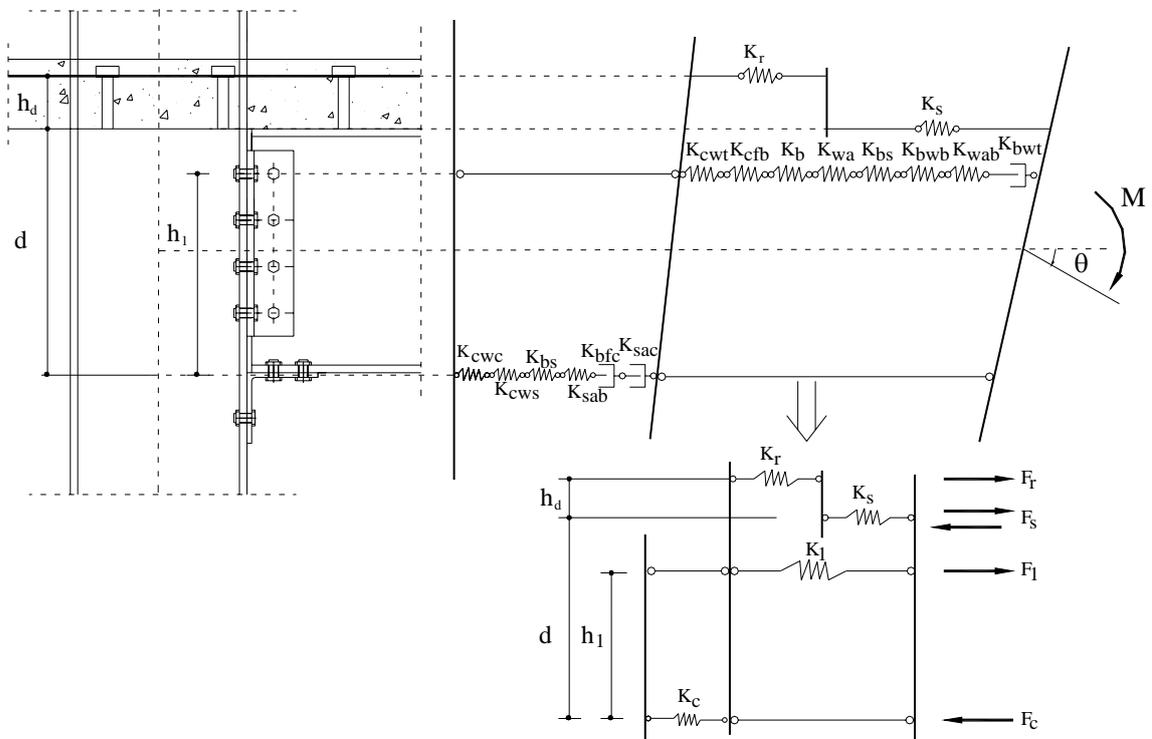


Figura 3.16 – Modelo mecânico para ligação mista com cantoneiras.

De acordo com o modelo acima, a equação de equilíbrio se escreve da seguinte forma:

$$+ \quad \quad \quad = \quad \quad \quad (3.77)$$

onde T_1 , T_2 e T_3 são a força de tração nas barras de reforço, força de tração da primeira linha de parafusos localizada na cantoneira de alma e força de compressão localizada na espessura média da aba horizontal da cantoneira de assento.

A força de tração da primeira linha de parafusos T_1 é definida como:

$$T_1 = \frac{P}{\gamma} \quad (3.78)$$

onde γ definida anteriormente pela Eq. (3.59).

A força de compressão C_1 é definida como:

$$C_1 = \min \left\{ \frac{P}{\gamma}; T_1; T_2; T_3; \frac{P}{2,5} \right\} \quad (3.79)$$

onde:

$$\frac{P}{2,5}$$

III.4.1 Rigidez inicial da ligação

Compatibilizando deslocamentos e rotação no modelo, considerando que a interação entre a laje de concreto e a viga metálica é completa, a rigidez inicial rotacional θ para uma ligação mista com cantoneiras dupla de alma e de assento para uma situação na qual a fase anterior da construção é escorada, pode ser dada por:

$$\frac{1}{\theta} = \frac{1}{\theta_1} + \frac{1}{\theta_2}$$

$$\xi = \frac{\quad}{2} \quad (3.93)$$

$$\nu = \left[\left[1 + \xi \right] \frac{\quad}{2} \right]^{0.5} \quad (3.94)$$

onde ξ é a rigidez axial das barras de reforço sem levar em conta a deformação dos conectores de cisalhamento, A_s é a área transversal das barras de reforço da laje de concreto, A_c leva em conta a deformação do conector de cisalhamento, o coeficiente β considera a relação entre momentos fletores aplicados no nó conforme já definido anteriormente, E_s e E_c são a rigidez axial e quantidade de conectores de cisalhamento, d é a distância entre as barras de reforço e o centróide da viga, e é a distância entre as barras de reforço e o centro de compressão, l_v corresponde a 15% do vão da viga, E correspondem ao módulo de elasticidade e momento de inércia da viga.

III.4.2 Momento resistente da ligação

A partir da Eq. (3.84), o momento resistente da ligação mista considerada pode ser dado por:

$$M_r = 2 \left(\frac{A_s}{2} \right) \left(\frac{d}{2} \right) + \left(\frac{A_c}{2} \right) \left(\frac{d}{2} \right) \quad (3.95)$$

onde a primeira e segunda parcela estão definidas no modelo anterior (item III), e na terceira parcela contribuinte,

CAPÍTULO IV

ESTUDOS DE CASOS

IV.1 Introdução

O objetivo deste capítulo é realizar uma análise estrutural comparativa para diferentes soluções estruturais de uma estrutura apertada plana, verificando a sensibilidade da estrutura a efeitos de 2ª ordem. Serão aplicados os métodos aproximados sugeridos pelo AISC (2005), pela NBR 8800- Projeto de Revisão (Setembro de 2006) e pela NBR-6118 (2003), apresentados no Capítulo II. Estes métodos aproximados foram aplicados com auxílio de uma análise de 1ª ordem utilizando o programa computacional SAP2000 (versão 9). Da mesma forma, utilizando o mesmo programa computacional, foi realizada uma análise de 2ª ordem elástica. Além dos métodos aproximados, também foi realizada uma análise não-linear elastoplástica utilizando o programa SAAFE desenvolvido por LANDESMANN (2003), para simular inclusive a influência do comportamento das ligações semi-rígidas no comportamento global da estrutura. Os resultados obtidos por esses métodos de análise para as possíveis soluções estruturais, serão comparados entre si, observando-se possíveis diferenças encontradas nas distribuições de esforços com a inclusão das ligações semi-rígidas.

IV.2 Modelo básico: Pórtico plano não contraventado de onze andares e dois vãos

Este modelo básico consiste num edifício metálico de referência aplicado na dissertação desenvolvida por SILVA (2004). Os demais modelos foram obtidos a partir da variação da geometria original, com inclusão de contraventamentos, modificação dos graus de liberdade da viga ou a inclusão do comportamento real das ligações tomadas como semi-rígidas. Para todos os modelos estudados, o carregamento foi inalterado.

IV.2.1 Características geométricas

O modelo consiste num edifício metálico de 10 andares e cobertura com dois vãos, onde as vigas são formadas por perfis laminados ($= 34,5 \text{ kN/cm}^2$ e $= 40 \text{ kN/cm}^2$) e as colunas são formados por perfis soldados ($= 30 \text{ kN/cm}^2$ e $= 40 \text{ kN/cm}^2$), e o módulo de elasticidade do aço é $E= 20500 \text{ kN/cm}^2$. A Fig. 4.1 apresenta a estrutura adotada.

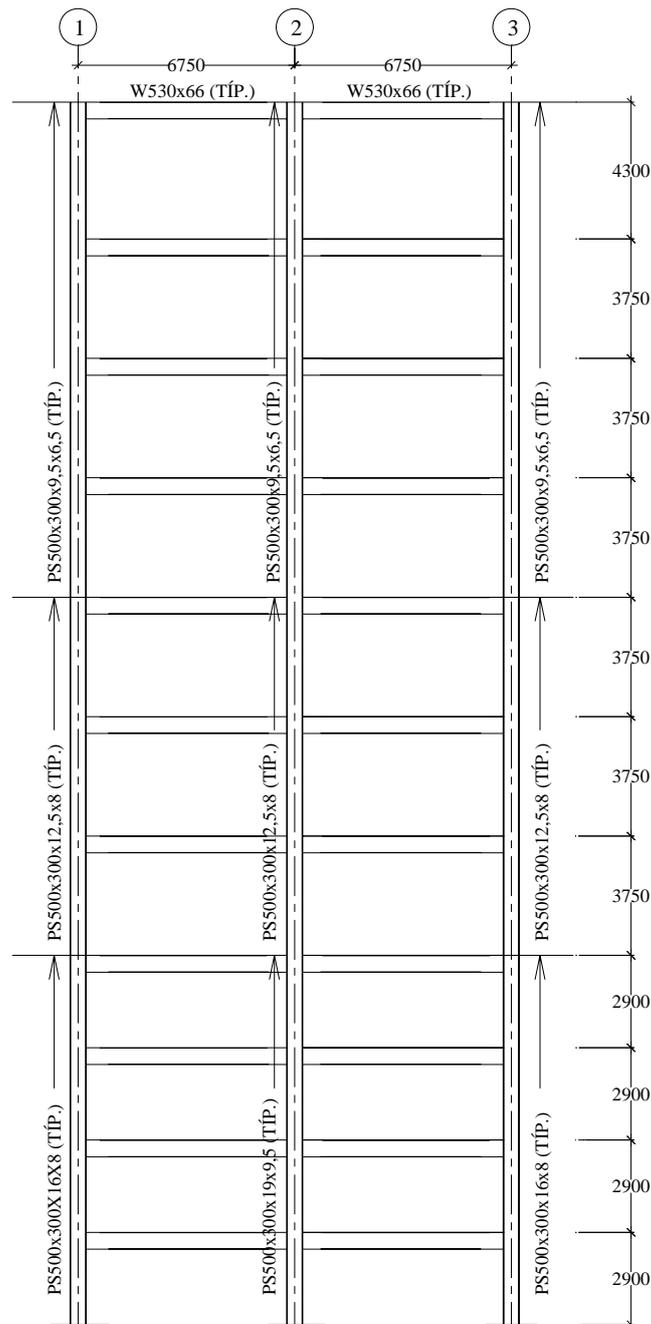


Figura 4.1 – Modelo básico: características geométricas.

IV.2.1.1 Viga mista

Para a consideração da contribuição da laje de concreto para a resistência da viga metálica, nas regiões de momento positivo foi adotado o momento de inércia obtido por meio da homogeneização teórica da seção mista na determinação dos esforços e deslocamentos. Nas regiões de momento negativo, por simplificação, não foi considerada a contribuição das barras de reforço da laje de concreto para o momento de inércia da seção. As premissas consideradas na análise são que a estrutura foi considerada como escorada na fase anterior à cura do concreto e a interação entre a laje de concreto e a viga metálica é completa. De acordo com a NBR 8800- Projeto de Revisão (Setembro de 2006), o momento de inércia para a seção mista com interação completa, é dado por:

$$\leq \quad (4.1)$$

onde I_{m} é o momento de inércia da seção mista homogeneizada.

IV.2.2 Carregamento

O carregamento é composto pelo carregamento vertical de cálculo, pela carga permanente majorada de 1,4 e sobrecarga majorada de 1,5, e o carregamento horizontal de cálculo devido à ação do vento, ponderado por 0,84 da ação nominal de vento, que somados constituem o carregamento de referência P_w . Os carregamentos estão indicados na Fig. 4.2, cujas unidades são kN e kN/cm.

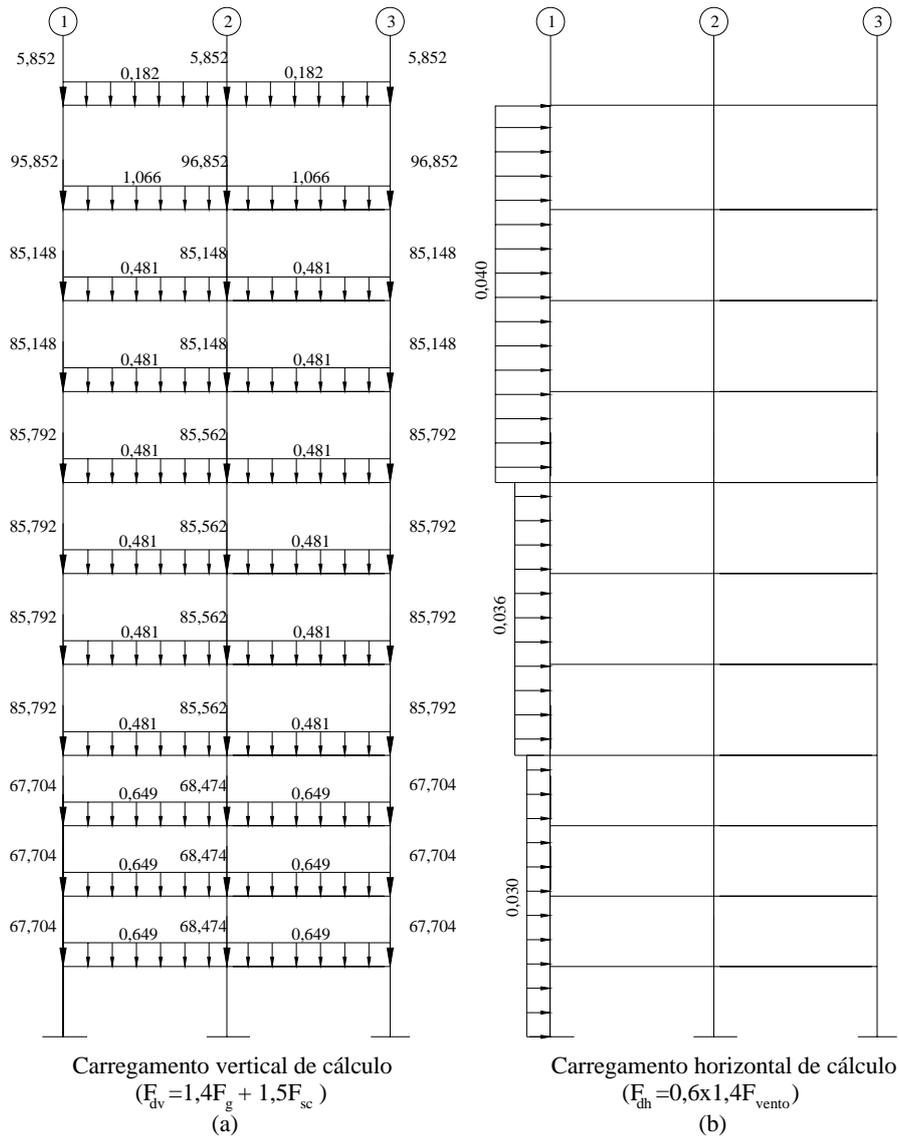


Figura 4.2 – Modelo básico: carregamento.

IV.3 Modelo “A”: Pórtico plano não contraventado com ligações rígidas

O modelo “A” representa o modelo básico com todos os nós considerados perfeitamente rígidos.

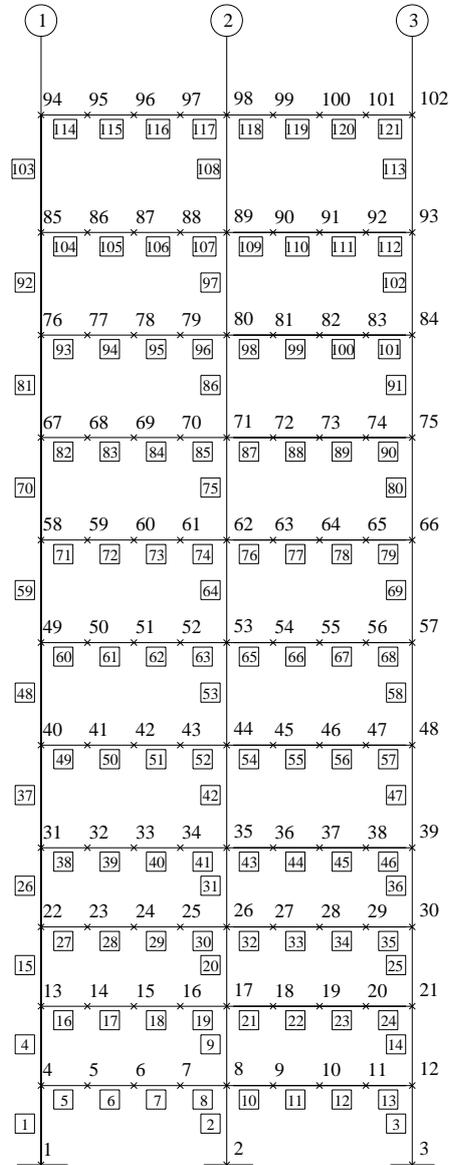


Figura 4.3 – Modelo “A”: numeração de nós e barras.

IV.3.1 Sem laje de concreto

A Tab. 4.1 apresenta os valores do coeficiente local B_1 segundo o AISC (2005) para alguns andares, para determinados valores de incrementos de carga. Observa-se que para todos os andares e todos os incrementos de carga, o fator de amplificação ficou inferior a 1,20. Lembrando que, segundo o AISC (2005), para valores superiores a 1,20 uma análise elástica rigorosa de segunda ordem é recomendada. O cálculo detalhado para obtenção do coeficiente B_1 está apresentado no Anexo A.

Tabela 4.1 – Modelo “A”: Coeficiente local B_1 (Eq. 2.3): segundo AISC (2005).

P/P_w	B_1 - AISC		
	andar		
	1°	5°	11°
0.1	1.002	1.002	1.000
0.3	1.005	1.007	1.000
0.5	1.008	1.012	1.001
0.7	1.011	1.016	1.001
1	1.016	1.024	1.002
1.1	1.017	1.026	1.002
1.5	1.024	1.036	1.002
2	1.032	1.049	1.003
3	1.048	1.075	1.005
5	1.083	1.131	1.008

Comparando os valores obtidos de B_1 nas Tab. 4.2 e Tab. 4.3, os resultados obtidos segundo o AISC (2005) de uma forma geral apresentaram-se um pouco superiores aos dos valores da NBR 8800- Projeto de Revisão. Observa-se também que o fator de amplificação dos efeitos globais de segunda ordem apresentou-se superior a 1,50 a partir da relação $P/P_w = 3$. O valor de B_1 também pode ser interpretado como a relação entre o deslocamento lateral de segunda ordem e de primeira ordem. Desta forma, observando a Tab. 4.4, onde os deslocamentos de 2ª ordem Δ foram obtidos de uma análise não-linear, podemos classificar segundo a NBR 8800- Projeto de Revisão a estrutura como de média deslocabilidade a partir da relação $P/P_w = 1,5$. O cálculo detalhado para obtenção do coeficiente B_1 segundo o AISC (2005) está apresentado no Anexo A.

Tabela 4.2 – Modelo “A”: Coeficiente global B_2 (Eq. 2.9): segundo NBR 8800- Projeto de Revisão.

P/P_w	Coeficiente B_2 segundo NBR-8800										
	1° andar	2° andar	3° andar	4° andar	5° andar	6° andar	7° andar	8° andar	9° andar	10° andar	11° andar
0.1	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.00	1.00	1.00	1.00
0.3	1.02	1.02	1.02	1.02	1.03	1.03	1.02	1.01	1.01	1.00	1.00
0.5	1.04	1.04	1.04	1.04	1.06	1.04	1.03	1.02	1.02	1.00	1.00
0.7	1.06	1.06	1.06	1.06	1.09	1.06	1.04	1.03	1.02	1.01	1.00
1	1.09	1.09	1.09	1.08	1.13	1.09	1.06	1.05	1.03	1.01	1.00
1.1	1.10	1.10	1.09	1.09	1.14	1.10	1.07	1.06	1.03	1.01	1.00
1.5	1.14	1.14	1.13	1.13	1.20	1.15	1.10	1.08	1.05	1.01	1.00
2	1.19	1.19	1.19	1.18	1.29	1.21	1.14	1.11	1.06	1.02	1.00
3	1.32	1.32	1.31	1.29	1.51	1.35	1.22	1.17	1.10	1.03	1.00
5	1.68	1.68	1.65	1.61	2.29	1.75	1.43	1.31	1.18	1.04	1.01

Tabela 4.3 – Modelo “A”: Coeficiente global B_2 (Eq. 2.6): segundo AISC (2005).

P/P_w	Coeficiente B_2 segundo AISC-LRFD										
	1° andar	2° andar	3° andar	4° andar	5° andar	6° andar	7° andar	8° andar	9° andar	10° andar	11° andar
0.1	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.00	1.00
0.3	1.02	1.04	1.04	1.03	1.04	1.03	1.03	1.03	1.02	1.01	1.00
0.5	1.04	1.07	1.06	1.05	1.08	1.06	1.05	1.04	1.03	1.02	1.00
0.7	1.05	1.10	1.09	1.07	1.11	1.08	1.07	1.06	1.04	1.03	1.00
1	1.08	1.15	1.13	1.10	1.17	1.12	1.10	1.09	1.06	1.05	1.01
1.1	1.09	1.17	1.14	1.11	1.19	1.14	1.11	1.10	1.07	1.06	1.01
1.5	1.12	1.24	1.21	1.16	1.27	1.20	1.15	1.14	1.10	1.08	1.01
2	1.17	1.35	1.30	1.22	1.40	1.28	1.21	1.20	1.14	1.11	1.01
3	1.28	1.63	1.52	1.38	1.75	1.49	1.36	1.33	1.22	1.17	1.02
5	1.56	2.81	2.34	1.84	3.51	2.21	1.79	1.71	1.43	1.31	1.03

Tabela 4.4 – Modelo “A”: Classificação da deslocabilidade segundo NBR 8800- Projeto de Revisão.

P/P_w	Deslocabilidade			
	11° andar			
	Δ_1 (cm)	Δ_2 (cm)	Δ_2/Δ_1	Sensibilidade
0.1	0.510	0.510	1.000	baixa
0.3	1.531	1.560	1.019	baixa
0.5	2.552	2.635	1.033	baixa
0.7	3.573	3.736	1.046	baixa
1	5.104	5.446	1.067	baixa
1.1	5.614	6.021	1.073	baixa
1.5	7.656	8.429	1.101	média
2	10.207	11.642	1.141	média
3	15.311	18.841	1.231	média
5	25.518	38.258	1.499	média

A Fig. 4.4 apresenta a variação dos valores de Δ_1 e do coeficiente γ_z para todos os andares, para a relação $P/P_w = 1$. Nota-se que o coeficiente γ_z comporta-se como um coeficiente local de cada andar enquanto que o coeficiente Δ_2/Δ_1 como um coeficiente global para todo o edifício.

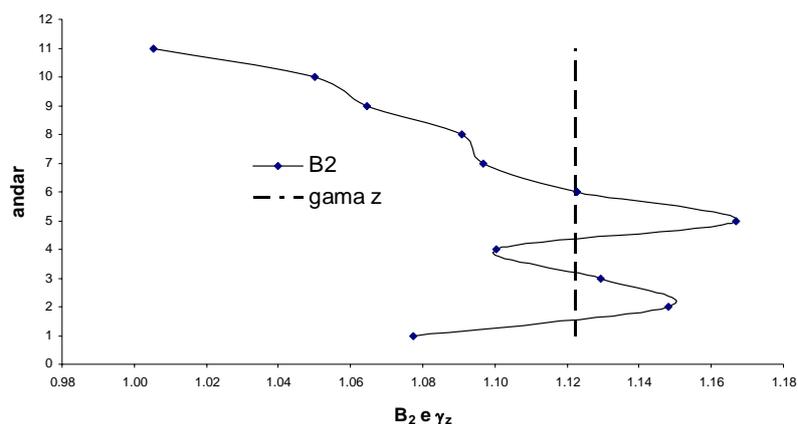


Figura 4.4 – Modelo "A": Variação de B_2 e γ_z para $P/P_w=1$.

A Tab. 4.5 mostra os valores do momento fletor para as colunas 3, 47 e 113 do térreo e dos 4º e 10º andares do edifício, para a análise de 1ª ordem, as análises aproximadas de 2ª ordem, análise elástica não-linear e a análise elastoplástica.

Tabela 4.5 – Modelo “A”: Momento fletor para o térreo, 4º e 10º andares.

Momento fletor (kN.cm)														
P/P _w	térreo (coluna 3)													
	1ª ordem	M _{nt}	M _{lt}	NBR8800 B ₁ -B ₂		AISC B ₁ -B ₂		P-Δ		γ _z		Elastoplástica		α
0.1	1457	306	1151	1466	1.01	1465	1.01	1457	1.00	1473	1.01	1596	1.10	0.09593
0.3	4370	917	3452	4459	1.02	4450	1.02	4428	1.01	4517	1.03	4858	1.11	0.28779
0.5	7283	1529	5754	7536	1.03	7509	1.03	7480	1.03	7702	1.06	8177	1.12	0.47965
0.7	10196	2140	8055	10701	1.05	10646	1.04	10682	1.05	11037	1.08	11623	1.14	0.67151
1	14565	3058	11508	15623	1.07	15504	1.06	15604	1.07	16346	1.12	15946	1.09	0.9593
1.1	16022	3363	12658	17313	1.08	17167	1.07	17308	1.08	18204	1.14	-	-	1.05523
1.5	21848	4587	17261	24334	1.11	24043	1.10	24355	1.11	26117	1.20	-	-	1.43894
2	29130	6115	23015	33755	1.16	33190	1.14	33879	1.16	37248	1.28	-	-	1.91859
3	43695	9173	34523	55169	1.26	53634	1.23	56026	1.28	64918	1.49	-	-	2.87789
5	72825	15288	57538	113030	1.55	106395	1.46	123895	1.70	160005	2.20	-	-	4.79648
P/P _w	4º andar (coluna 47)													
	1ª ordem	M _{nt}	M _{lt}	NBR8800 B ₁ -B ₂		AISC B ₁ -B ₂		P-Δ		γ _z		Elastoplástica		α
0.1	1379	1019	532	1559	1.13	1561	1.13	1379	1.00	1394	1.01	1319	0.96	0.07986
0.3	4137	3056	1596	4730	1.14	4746	1.15	4178	1.01	4277	1.03	4013	0.97	0.23959
0.5	6895	5094	2661	7973	1.16	8019	1.16	7036	1.02	7292	1.06	6756	0.98	0.39932
0.7	9652	7132	3725	11293	1.17	11389	1.18	10002	1.04	10450	1.08	9624	1.00	0.55905
1	13789	10188	5321	16426	1.19	16639	1.21	14544	1.05	15476	1.12	14906	1.08	0.79864
1.1	15168	11207	5854	18181	1.20	18446	1.22	16106	1.06	17234	1.14	-	-	0.8785
1.5	20684	15282	7982	25436	1.23	25995	1.26	22539	1.09	24725	1.20	-	-	1.19796
2	27578	20376	10643	35102	1.27	36274	1.32	31159	1.13	35264	1.28	-	-	1.59728
3	41368	30564	15964	56955	1.38	60813	1.47	51078	1.23	61460	1.49	-	-	2.39592
5	68946	50941	26607	118509	1.72	151079	2.19	114018	1.65	151482	2.20	-	-	3.9932
P/P _w	10º andar (coluna 113)													
	1ª ordem	M _{nt}	M _{lt}	NBR8800 B ₁ -B ₂		AISC B ₁ -B ₂		P-Δ		γ _z		Elastoplástica		α
0.1	1895	1899	4	1903	1.00	1903	1.00	1895	1.00	1916	1.01	1832	0.97	0.03911
0.3	5685	5697	12	5712	1.00	5712	1.00	5685	1.00	5877	1.03	5497	0.97	0.11733
0.5	9475	9495	20	9523	1.01	9523	1.01	9473	1.00	10021	1.06	9166	0.97	0.19556
0.7	13265	13294	28	13336	1.01	13336	1.01	13260	1.00	14361	1.08	12886	0.97	0.27378
1	18951	18991	40	19061	1.01	19061	1.01	18939	1.00	21268	1.12	19072	1.01	0.39111
1.1	20846	20890	44	20970	1.01	20970	1.01	20831	1.00	23685	1.14	-	-	0.43023
1.5	28426	28486	60	28613	1.01	28614	1.01	28397	1.00	33980	1.20	-	-	0.58667
2	37901	37981	80	38181	1.01	38182	1.01	37844	1.00	48464	1.28	-	-	0.78223
3	56852	56972	120	57362	1.01	57363	1.01	56693	1.00	84465	1.49	-	-	1.17334
5	94753	94954	200	95904	1.01	95908	1.01	94034	0.99	208183	2.20	-	-	1.95557

Para relação de $P/P_w \leq 1,0$, os resultados de momento fletor das análises aproximadas de 2ª ordem B_1-B_2 , $P-\Delta$ e γ_z são bem próximos dos valores de 1ª ordem, conforme mostram os valores das relações indicados na tabela para cada método aproximado. O quarto andar segundo o método B_1-B_2 , apresentou o maior valor de relação igual a 1,21 comparando com o momento fletor de 1ª ordem. Observando os resultados de uma forma geral, a análise de 1ª ordem atende a análise estrutural. O coeficiente global γ_z confirma esta conclusão, uma vez que para $\gamma_z < 1,1$ dispensa-se

A Fig. 4.5 apresenta a variação do momento fletor para as diversas análises realizadas para as colunas 3, 47 e 113, em função da relação de carga P/P_w .

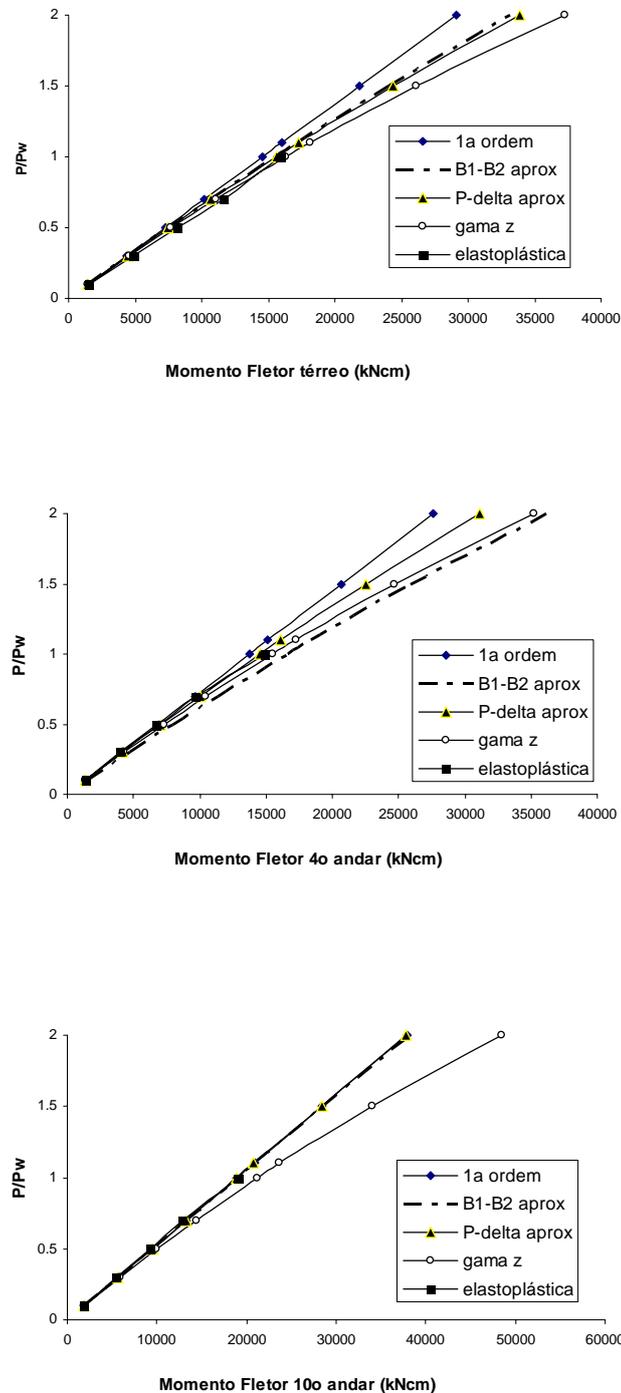


Figura 4.5 – Modelo "A": Curvas parâmetro de carga versus momento fletor nas colunas do térreo, 4º e 10º andares.

Da mesma forma, a Tab. 4.6 apresenta os valores do esforço normal para as colunas 3, 47 e 113 do térreo e dos 4º e 10º andares do edifício, para a análise de 1ª ordem, as análises aproximadas de 2ª ordem, análise elástica não-linear e a análise elastoplástica, conforme indicam as relações dos resultados na coluna adjacente ao resultado do modelo aproximado. Observa-se que os resultados de esforço normal dos métodos aproximados de 2ª ordem e a análise elastoplástica apresentaram-se bem próximos dos valores de 1ª ordem, inclusive para relação de $P/P_w > 1,0$. Observa-se novamente que a coluna do térreo não possui reserva inelástica comparando a resistência ϕP_{nc} com o esforço axial obtida na última relação obtida, $P/P_w = 1,0$, antes da formação do mecanismo na análise elastoplástica.

Tabela 4.6 – Modelo “A”: Esforço normal para o térreo, 4º e 10º andares.

Esforço Normal (kN)														
P/P _w	térreo (coluna 3)													ϕP _{nc}
	1ª ordem	P _{nt}	P _{lt}	NBR8800 B ₁ -B ₂		AISC B ₁ -B ₂		P-Δ		γ _z		Elastoplástica		
0.1	314	296	18	314	1.000	314	1.000	314	1.000	317	1.011	316	1.01	3275
0.3	942	887	54	942	1.001	942	1.000	943	1.001	973	1.034	949	1.01	3275
0.5	1569	1478	90	1572	1.002	1572	1.001	1574	1.003	1660	1.058	1585	1.01	3275
0.7	2197	2069	126	2203	1.003	2202	1.002	2208	1.005	2379	1.083	2225	1.01	3275
1	3139	2956	180	3152	1.004	3150	1.004	3162	1.007	3523	1.122	3233	1.03	3275
1.1	3453	3252	198	3469	1.005	3467	1.004	3481	1.008	3923	1.136	-	-	3275
1.5	4708	4434	270	4742	1.007	4737	1.006	4764	1.012	5628	1.195	-	-	3275
2	6278	5912	361	6342	1.010	6333	1.009	6384	1.017	8027	1.279	-	-	3275
3	9416	8868	541	9582	1.018	9558	1.015	9701	1.030	13990	1.486	-	-	3275
5	15694	14780	901	16292	1.038	16188	1.031	16959	1.081	34482	2.197	-	-	3275
P/P _w	4º andar (coluna 47)													ϕP _{nc}
	1ª ordem	P _{nt}	P _{lt}	NBR8800 B ₁ -B ₂		AISC B ₁ -B ₂		P-Δ		γ _z		Elastoplástica		
0.1	194	185	9	194	1.000	194	1.000	194	1.000	196	1.011	195	1.01	2574
0.3	582	554	27	583	1.001	583	1.002	582	1.001	602	1.034	586	1.01	2574
0.5	970	924	45	972	1.002	973	1.003	972	1.002	1026	1.058	978	1.01	2574
0.7	1358	1294	63	1362	1.003	1364	1.005	1362	1.003	1470	1.083	1373	1.01	2574
1	1940	1848	90	1950	1.005	1954	1.007	1950	1.005	2177	1.122	1994	1.03	2574
1.1	2133	2033	99	2146	1.006	2151	1.008	2146	1.006	2424	1.136	-	-	2574
1.5	2909	2772	136	2935	1.009	2945	1.012	2934	1.009	3478	1.195	-	-	2574
2	3879	3696	181	3930	1.013	3949	1.018	3927	1.012	4960	1.279	-	-	2574
3	5819	5544	271	5954	1.023	6019	1.035	5945	1.022	8645	1.486	-	-	2574
5	9698	9241	452	10275	1.060	10828	1.117	10244	1.056	21307	2.197	-	-	2574
P/P _w	10º andar (coluna 113)													ϕP _{nc}
	1ª ordem	P _{nt}	P _{lt}	NBR8800 B ₁ -B ₂		AISC B ₁ -B ₂		P-Δ		γ _z		Elastoplástica		
0.1	9	9	0	9	0.999	9	0.999	9	1.000	9	1.011	9	1.01	2080
0.3	27	26	0	27	0.999	27	0.999	27	1.000	28	1.034	27	1.01	2080
0.5	44	44	1	44	0.999	44	0.999	44	1.000	47	1.058	45	1.01	2080
0.7	62	61	1	62	0.999	62	0.999	62	1.002	67	1.083	64	1.03	2080
1	89	87	2	89	0.999	89	0.999	89	1.002	100	1.122	94	1.06	2080
1.1	98	96	2	98	0.999	98	0.999	98	1.002	111	1.136	-	-	2080
1.5	133	131	2	133	0.999	133	0.999	134	1.003	159	1.195	-	-	2080
2	178	174	3	177	0.999	177	0.999	178	1.003	227	1.279	-	-	2080
3	267	261	5	266	0.999	266	0.999	268	1.005	396	1.486	-	-	2080
5	444	435	8	444	0.999	444	0.999	448	1.008	976	2.197	-	-	2080

A Fig. 4.6 apresenta a variação do eforço normal para as diversas análises realizadas para as colunas 3, 47 e 113, em função da relação de carga P/P_w .

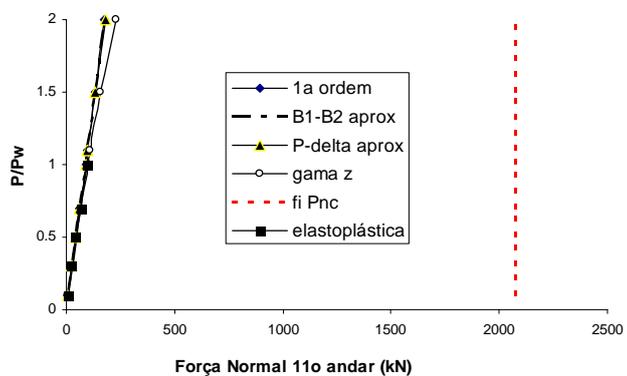
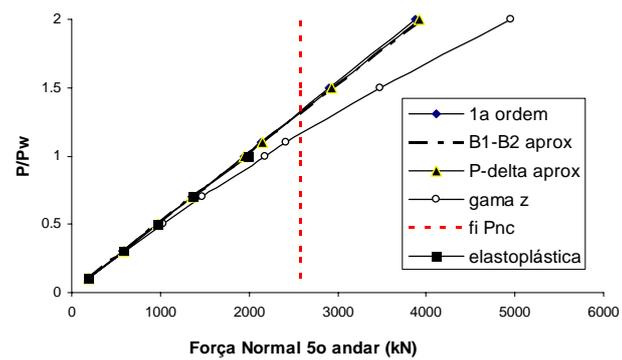
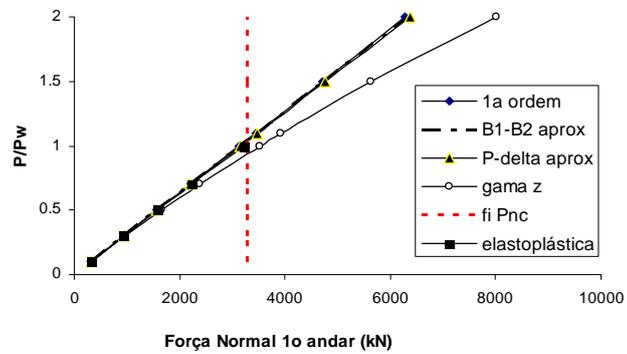


Figura 4.6 – Modelo "A": Curvas parâmetro de carga versus esforço normal nas colunas do térreo, 4º e 10º andares.

IV.3.2 Com laje de concreto

Adotando uma largura efetiva de $= 1/8 \times 7/10 \times$ para considerar a presença da laje de concreto, o momento de inércia obtido para seção mista foi de $= 66715 \text{ cm}^4$.

IV.3.3 Comparações: com laje x sem laje

Conforme mostra a Fig. 4.7, o deslocamento horizontal obtido no 11º andar do edifício pelo modelo com laje segundo a análise de 1ª ordem apresenta valores inferiores da ordem de 12% comparado ao modelo sem a laje incorporada na viga para $P/P_w=5$.

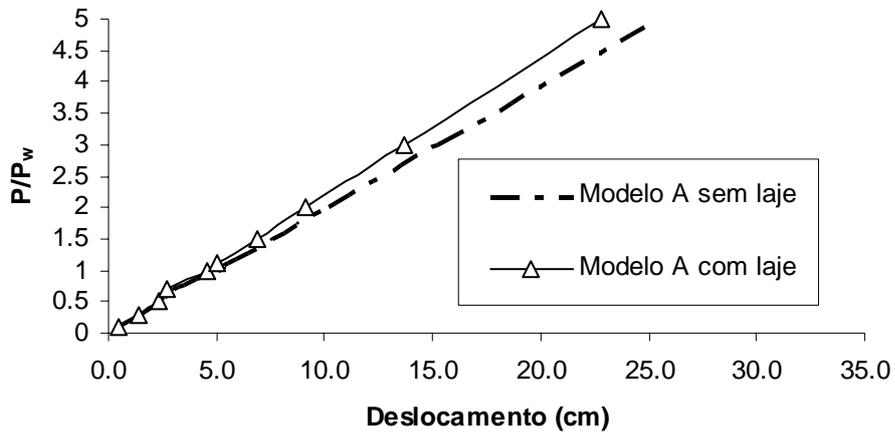


Figura 4.7 – Modelo "A" com laje e sem laje: Deslocamento horizontal no topo.

A Fig. 4.8 apresenta valores de momento fletor segundo a análise aproximada de 2ª ordem B₁-B₂ para os andares considerados. Observa-se que o modelo considerando a rigidez da laje apresenta uma diferença de 8% para menos em relação ao modelo sem a laje para a relação $P/P_w=2$ no térreo e 10% para a relação $P/P_w=1$ no 10º andar.

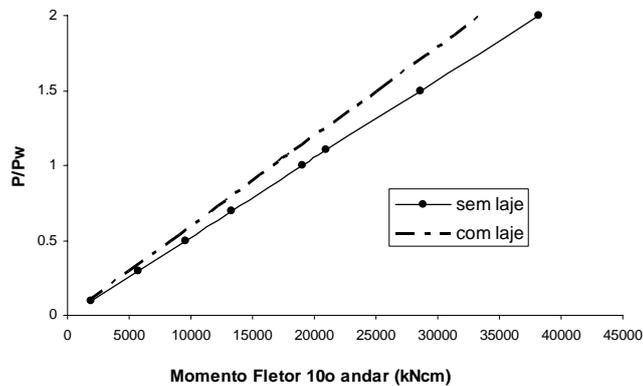
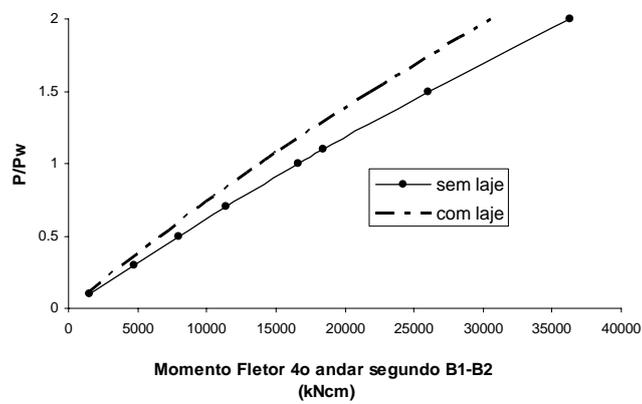
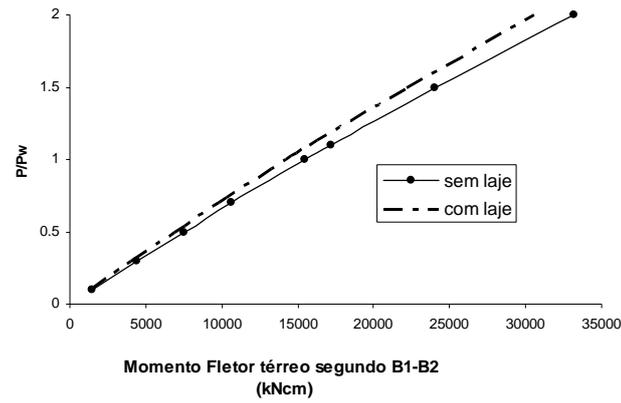


Figura 4.8 – Modelo "A" com laje e sem laje: Curvas comparativas de carga versus momento fletor nas colunas do térreo, 4º e 10º andares.

Segundo a Fig. 4.9 observa-se que não há influência da rigidez da laje no resultado do esforço normal das colunas para todas as relações de carga P/P_w . Ou seja, somente existe influência no momento fletor, pois está diretamente relacionado com a rigidez relativa entre a coluna e a viga.

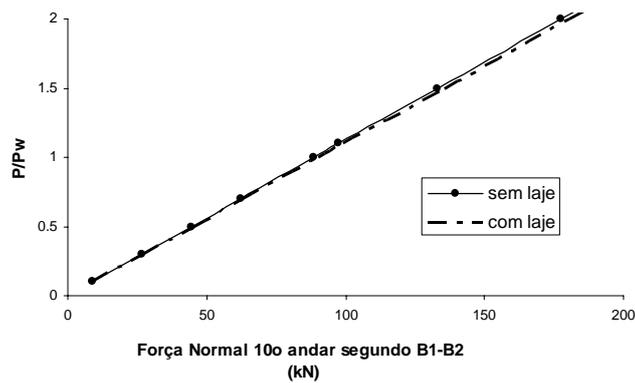
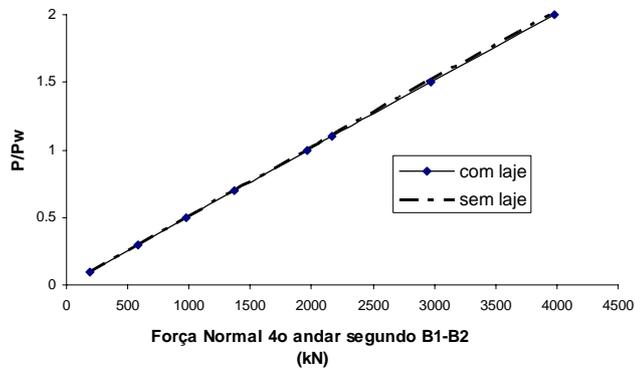
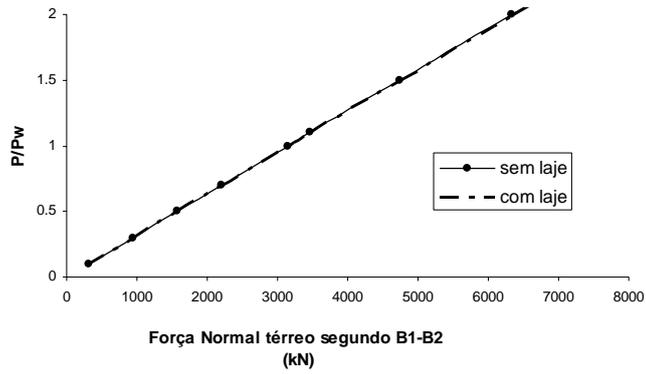


Figura 4.9 – Modelo "A" com laje e sem laje: Curvas comparativas de carga versus força normal nas colunas do térreo, 4º e 10º andares.

IV.4 Modelo “B”: Pórtico plano misto não contraventado com ligações flexíveis no eixo central

O modelo “B” representa o modelo básico com todos os nós do eixo central rotulados e os demais perfeitamente rígidos. A numeração de nós e barras segue a mesma numeração adotada para o modelo “A”.

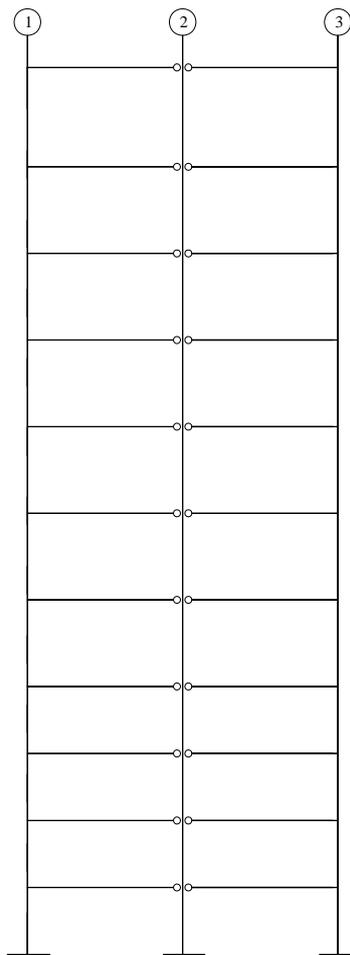


Figura 4.10 – Modelo "B": modelo estrutural.

Esse modelo, embora indique um sistema estrutural claramente ineficiente, foi adotado como exemplo de estrutura bem mais flexível do que o modelo “A” apresentado anteriormente. Não é o objetivo do presente estudo avaliar a aplicabilidade do sistema da Fig. 4.10.

IV.4.1 Sem laje de concreto

Da mesma forma que o modelo “A” anterior, a Tab. 4.7 apresenta valores do coeficiente local inferiores a 1,20, não havendo necessidade de realizar uma análise elástica rigorosa de segunda ordem segundo o AISC (2005).

Tabela 4.7 – Modelo “B”: Coeficiente local B_1 : segundo AISC (2005).

P/P_w	B_1 - AISC		
	andar		
	1°	5°	11°
0.1	1.002	1.003	1.000
0.3	1.005	1.008	1.001
0.5	1.009	1.014	1.001
0.7	1.012	1.019	1.001
1	1.018	1.028	1.002
1.1	1.020	1.030	1.002
1.5	1.027	1.042	1.003
2	1.036	1.057	1.003
3	1.055	1.088	1.005
5	1.096	1.155	1.009

Observa-se na Tab. 4.8 que o fator de amplificação dos efeitos globais de segunda ordem apresentou-se superior a 1,50 a partir da relação $P/P_w = 1,5$ enquanto que no modelo anterior “A” este valor era encontrado somente para a relação $P/P_w = 3$. Quanto à sua deslocabilidade os resultados na Tab. 4.9 indicam que, a estrutura é definida como média a partir da relação $P/P_w = 0,5$, diferentemente do modelo anterior onde foi classificada como média somente a partir da relação $P/P_w = 1,5$. Ou seja os valores do coeficiente B_2 confirmam que, a estrutura possui uma sensibilidade maior que o modelo anterior quanto aos efeitos globais de 2ª ordem.

Tabela 4.8 – Modelo “B”: Coeficiente global B_2 : segundo AISC (2005).

P/P_w	Coeficiente B_2 segundo AISC-LRFD										
	1° andar	2° andar	3° andar	4° andar	5° andar	6° andar	7° andar	8° andar	9° andar	10° andar	11° andar
0.1	1.01	1.02	1.02	1.01	1.03	1.02	1.02	1.01	1.01	1.01	1.00
0.3	1.03	1.08	1.07	1.03	1.08	1.06	1.05	1.04	1.03	1.02	1.00
0.5	1.05	1.14	1.12	1.06	1.14	1.11	1.08	1.08	1.05	1.04	1.00
0.7	1.07	1.20	1.17	1.08	1.22	1.16	1.12	1.11	1.08	1.05	1.01
1	1.10	1.31	1.27	1.12	1.34	1.24	1.18	1.17	1.12	1.07	1.01
1.1	1.11	1.36	1.30	1.13	1.39	1.27	1.20	1.19	1.13	1.08	1.01
1.5	1.15	1.56	1.46	1.19	1.61	1.41	1.30	1.27	1.18	1.12	1.01
2	1.21	1.91	1.73	1.27	2.03	1.62	1.44	1.40	1.26	1.16	1.02
3	1.36	3.51	2.74	1.48	4.15	2.36	1.85	1.75	1.45	1.26	1.03
5	1.79	-5.22	-17.40	2.17	-3.77	25.67	4.28	3.50	2.06	1.53	1.05

Tabela 4.9 – Modelo “B”: Classificação da deslocabilidade segundo NBR 8800- Projeto de Revisão.

P/P _w	Deslocabilidade			
	11º andar			
	Δ ₁ (cm)	Δ ₂ (cm)	Δ ₂ / Δ ₁	Sensibilidade
0.1	1.424	1.468	1.031	baixa
0.3	4.271	4.558	1.067	baixa
0.5	7.119	7.874	1.106	média
0.7	9.966	11.455	1.149	média
1	14.238	17.432	1.224	média
1.1	15.662	19.618	1.253	média
1.5	21.357	29.654	1.388	média
2	28.476	46.793	1.643	alta
3	42.713	-	-	-
5	71.189	-	-	-

Pela Fig. 4.11 o coeficiente γ_z apresenta valor superior aos valores obtidos para o coeficiente B_2 para todos os andares do edifício. A diferença significativa observada entre os resultados do γ_z e do B_1 - B_2 pode ser explicada pelo fato de que no método γ_z utilizam-se os deslocamentos horizontais absolutos no cálculo, diferentemente do modelo B_1 - B_2 que utiliza deslocamentos relativos, e como o modelo apresentou elevados deslocamentos horizontais, o coeficiente γ_z refletiu este comportamento.

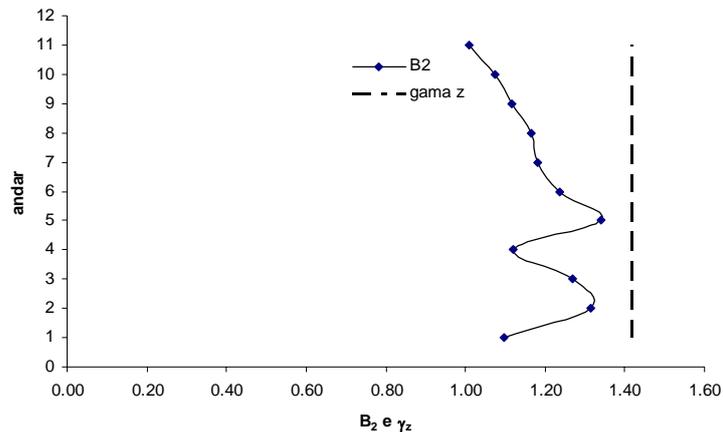


Figura 4.11 – Modelo "B": Variação de B_2 e γ_z para $P/P_w=1$.

A Tab. 4.10 mostra os valores do momento fletor para as colunas 3, 47 e 113 do térreo e dos 4º e 10º andares do edifício, para a análise de 1ª ordem, as análises aproximadas de 2ª ordem, análise elástica não-linear e a análise elastoplástica.

Para uma relação de carga menor do que a do modelo “A”, $P/P_w \leq 0,7$, os resultados de momento fletor das análises aproximadas de 2ª ordem B₁-B₂, P-Δ e γ_z são bem próximos dos valores de 1ª ordem, maior diferença de 26% no método γ_z e 11% no método B₁-B₂, mas acima desta relação a diferença é significativa, maior diferença de 143% no método γ_z e 49% no método B₁-B₂. Valores do coeficiente global γ_z já se apresentam superiores a 1,10 para uma relação de carga $P/P_w = 0,3$ e superior a 1,30 para uma relação de carga $P/P_w = 1,0$, ou seja, classificando a estrutura de nós móveis onde os efeitos de 2ª ordem não podem ser dispensados. Considerando-se a análise elastoplástica, a estrutura não possui reserva inelástica, indicando a formação de mecanismo a partir da relação $P/P_w = 0,5$, bem inferior que o modelo anterior, onde obteve colapso para $P/P_w = 1$.

Tabela 4.10 – Modelo “B”: Momento fletor para o térreo, 4º e 10º andares.

Momento fletor (kN.cm)														
térreo (coluna 3)														
P/P _w	1ª ordem	M _{nt}	M _{lt}	NBR8800 B ₁ -B ₂		AISC B ₁ -B ₂		P-Δ	γ_z		Elastoplástica		α	
0.1	2454	450	2003	2481	1.01	2472	1.01	2454	1.00	2528	1.03	2713	1.11	0.1169
0.3	7361	1351	6010	7612	1.03	7532	1.02	7645	1.04	8074	1.10	8541	1.16	0.3508
0.5	12269	2252	10016	12983	1.06	12751	1.04	13564	1.11	14386	1.17	14737	1.20	0.5846
0.7	17177	3153	14023	18615	1.08	18139	1.06	19928	1.16	21633	1.26	-	-	0.8184
1	24538	4505	20033	27601	1.12	26556	1.08	30918	1.26	34771	1.42	-	-	1.1692
1.1	26992	4955	22036	30752	1.14	29457	1.09	35080	1.30	39912	1.48	-	-	1.2861
1.5	36807	6757	30049	44240	1.20	41572	1.13	55474	1.51	65896	1.79	-	-	1.7538
2	49076	9010	40066	63420	1.29	57986	1.18	97436	1.99	119284	2.43	-	-	2.3384
3	73615	13515	60099	112590	1.53	95994	1.30	-	-	628460	8.54	-	-	3.5076
5	122691	22524	100165	309237	2.52	203913	1.66	-	-	-260246	-2.12	-	-	5.846
4º andar (coluna 47)														
P/P _w	1ª ordem	M _{nt}	M _{lt}	NBR8800 B ₁ -B ₂		AISC B ₁ -B ₂		P-Δ	γ_z		Elastoplástica		α	
0.1	1967	1083	884	2001	1.02	1993	1.01	1967	1.00	2027	1.03	1875	0.95	0.0916
0.3	5902	3248	2653	6229	1.06	6146	1.04	6101	1.03	6473	1.10	5920	1.00	0.2747
0.5	9836	5413	4422	10815	1.10	10550	1.07	10758	1.09	11533	1.17	10259	1.04	0.4579
0.7	13770	7579	6191	15848	1.15	15248	1.11	15755	1.14	17343	1.26	-	-	0.6411
1	19672	10827	8844	24525	1.25	22967	1.17	24370	1.24	27875	1.42	-	-	0.9158
1.1	21639	11910	9728	27812	1.29	25754	1.19	27637	1.28	31997	1.48	-	-	1.0074
1.5	29508	16240	13266	43992	1.49	38307	1.30	43778	1.48	52828	1.79	-	-	1.3737
2	39344	21654	17688	78142	1.99	58704	1.49	77989	1.98	95628	2.43	-	-	1.8316
3	59016	32481	26532	-1301460	-22.05	145549	2.47	-	-	503826	8.54	-	-	2.7474
5	98359	54135	44220	-649	-0.01	-104031	-1.06	-	-	-208635	-2.12	-	-	4.579
10º andar (coluna 113)														
P/P _w	1ª ordem	M _{nt}	M _{lt}	NBR8800 B ₁ -B ₂		AISC B ₁ -B ₂		P-Δ	γ_z		Elastoplástica		α	
0.1	2367	2335	32	2367	1.00	2367	1.00	2367	1.00	2439	1.03	2287	0.97	0.0478
0.3	7100	7005	95	7104	1.00	7104	1.00	7095	1.00	7788	1.10	6807	0.96	0.1433
0.5	11834	11675	159	11844	1.00	11845	1.00	11810	1.00	13875	1.17	11357	0.96	0.2388
0.7	16567	16346	222	16588	1.00	16589	1.00	16516	1.00	20866	1.26	-	-	0.3344
1	23667	23351	317	23709	1.00	23711	1.00	23547	0.99	33537	1.42	-	-	0.4777
1.1	26034	25686	349	26085	1.00	26087	1.00	25880	0.99	38496	1.48	-	-	0.5255
1.5	35501	35026	476	35595	1.00	35599	1.00	35139	0.99	63558	1.79	-	-	0.7165
2	47335	46702	634	47501	1.00	47508	1.00	46380	0.98	115052	2.43	-	-	0.9554
3	71002	70053	951	71377	1.01	71392	1.01	-	-	606159	8.54	-	-	1.4331
5	118337	116754	1585	119380	1.01	119423	1.01	-	-	-251011	-2.12	-	-	2.3884

A Fig. 4.12 apresenta a variação do momento fletor para as diversas análises realizadas para as colunas 3, 47 e 113, em função da relação de carga P/P_w .

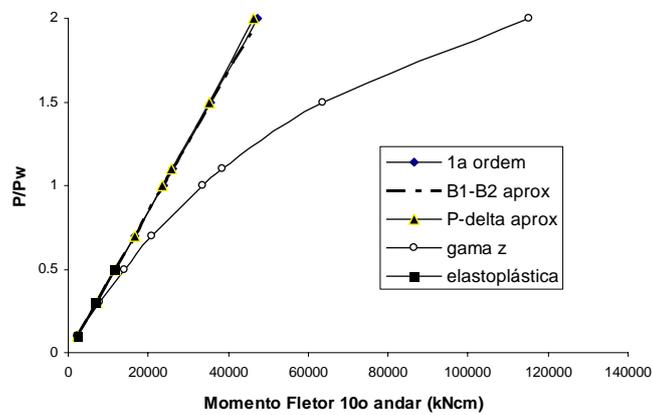
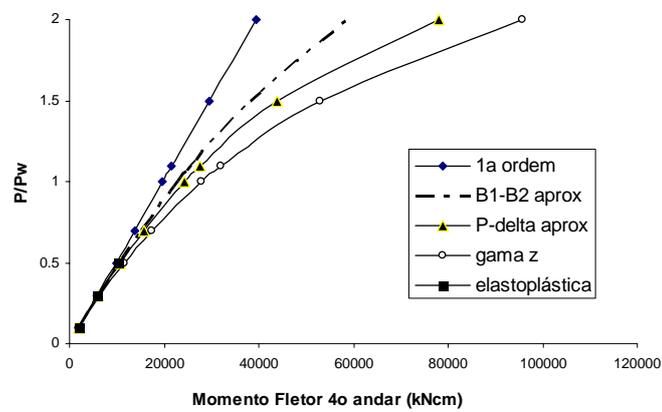
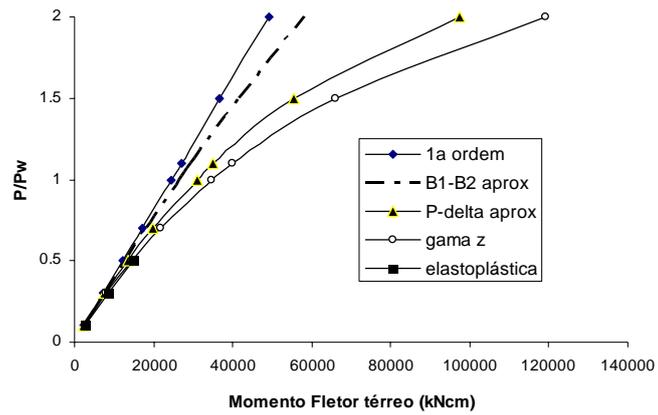


Figura 4.12 – Modelo "B": Curvas parâmetro de carga versus momento fletor nas colunas do térreo, 4º e 10º andares.

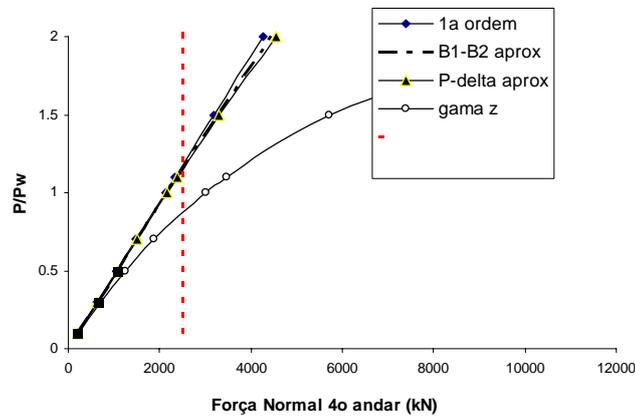
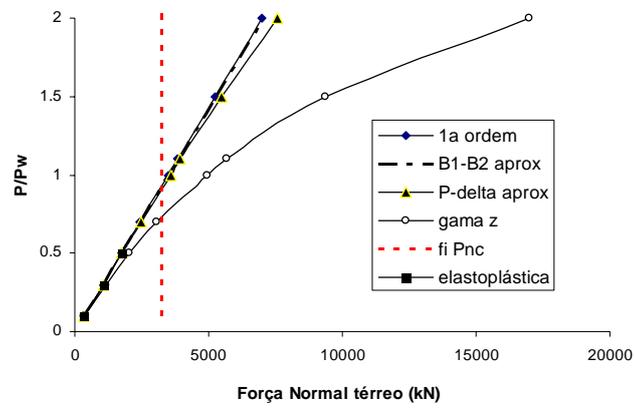
A Tab. 4.11 apresenta os valores da força normal para as colunas 3, 47 e 113 do térreo e dos 4º e 10º andares do edifício, para a análise de 1ª ordem, as análises aproximadas de 2ª ordem, análise elástica não-linear e a análise elastoplástica.

Novamente as mesmas observações do modelo anterior, modelo “A”, são válidas para o modelo “B”.

Tabela 4.11 – Modelo “B”: Esforço normal para o térreo, 4º e 10º andares.

Esforço Normal (kN)														
térreo (coluna 3)														
P/P _w	1ª ordem	P _{nt}	P _{lt}	NBR8800 B ₁ -B ₂		AISC B ₁ -B ₂		P-Δ		γ _z		Elastoplástica		φPnc
0.1	350	333	16	350	1.001	350	1.000	350	1.000	360	1.03	349	1.00	3264
0.3	1049	999	49	1051	1.002	1050	1.001	1052	1.003	1150	1.10	1051	1.00	3264
0.5	1748	1666	82	1755	1.004	1751	1.002	1763	1.009	2049	1.17	1758	1.01	3264
0.7	2447	2332	114	2462	1.006	2454	1.003	2479	1.013	3082	1.26	-	-	3264
1	3496	3331	163	3528	1.009	3511	1.004	3572	1.022	4953	1.42	-	-	3264
1.1	3845	3665	180	3886	1.010	3864	1.005	3942	1.025	5686	1.48	-	-	3264
1.5	5243	4997	245	5326	1.016	5279	1.007	5470	1.043	9387	1.79	-	-	3264
2	6991	6663	327	7158	1.024	7059	1.010	7593	1.086	16993	2.43	-	-	3264
3	10487	9994	490	10994	1.048	10661	1.017	-	-	89528	8.54	-	-	3264
5	17478	16657	817	22085	1.264	18118	1.037	-	-	-37074	-2.12	-	-	3264
4º andar (coluna 47)														
P/P _w	1ª ordem	P _{nt}	P _{lt}	NBR8800 B ₁ -B ₂		AISC B ₁ -B ₂		P-Δ		γ _z		Elastoplástica		φPnc
0.1	213	204	9	213	1.001	213	1.001	213	0.999	219	1.03	212	1.00	2493
0.3	639	612	27	641	1.004	641	1.003	640	1.001	701	1.10	640	1.00	2493
0.5	1065	1019	45	1072	1.007	1071	1.006	1072	1.007	1249	1.17	1070	1.00	2493
0.7	1491	1427	63	1506	1.010	1504	1.009	1507	1.011	1877	1.26	-	-	2493
1	2130	2039	91	2164	1.016	2160	1.014	2168	1.018	3018	1.42	-	-	2493
1.1	2343	2243	100	2385	1.018	2381	1.016	2392	1.021	3464	1.48	-	-	2493
1.5	3194	3058	136	3289	1.030	3277	1.026	3309	1.036	5719	1.79	-	-	2493
2	4259	4078	181	4480	1.052	4444	1.043	4559	1.070	10352	2.43	-	-	2493
3	6389	6116	272	7667	1.200	7245	1.134	-	-	54542	8.54	-	-	2493
5	10648	10194	453	8985	0.844	8488	0.797	-	-	-22586	-2.12	-	-	2493
10º andar (coluna 113)														
P/P _w	1ª ordem	P _{nt}	P _{lt}	NBR8800 B ₁ -B ₂		AISC B ₁ -B ₂		P-Δ		γ _z		Elastoplástica		φPnc
0.1	9	8	0	8	0.963	9	1.002	9	0.999	9	1.03	9	1.03	2044
0.3	26	25	1	25	0.963	26	1.002	26	1.000	29	1.10	26	1.00	2044
0.5	44	42	2	42	0.963	44	1.002	44	1.004	51	1.17	44	1.01	2044
0.7	61	59	2	59	0.963	61	1.002	61	1.006	77	1.26	-	-	2044
1	87	84	3	84	0.963	87	1.002	88	1.010	123	1.42	-	-	2044
1.1	96	92	4	92	0.963	96	1.002	97	1.011	142	1.48	-	-	2044
1.5	131	126	5	126	0.963	131	1.002	133	1.018	234	1.79	-	-	2044
2	174	168	7	168	0.963	175	1.003	180	1.032	423	2.43	-	-	2044
3	261	251	10	251	0.963	262	1.003	-	-	2230	8.54	-	-	2044
5	435	419	17	419	0.963	437	1.004	-	-	-923	-2.12	-	-	2044

A Fig. 4.13 apresenta a variação da força normal para as diversas análises realizadas para as colunas 3, 47 e 113, em função da relação de carga P/P_w .



IV.4.2 Com laje de concreto

Adotando uma largura efetiva de $= 1/8 \times 4/5 \times$ para considerar a presença da laje de concreto, o momento de inércia obtido para seção mista foi de $= 70297 \text{ cm}^4$.

IV.4.3 Comparações: com laje x sem laje

Nota-se na Fig. 4.14 que o deslocamento horizontal obtido no 11º andar do edifício pelo modelo com laje segundo a análise de 1ª ordem apresenta valores inferiores da ordem de 69,1% quando comparado ao modelo sem a laje incorporada na viga para $P/P_w=5$. Uma grande diferença quando comparada com o modelo “A”.

Verificamos assim que, nesse caso, a presença das lajes de concreto armado têm uma influência muito maior no comportamento da estrutura, do que no caso do modelo “A” (ver Fig. 4.7).

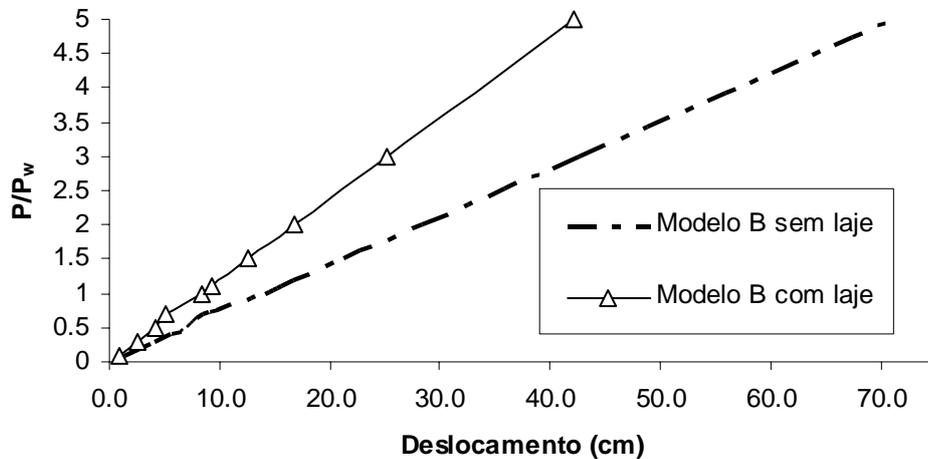


Figura 4.14 – Modelo "B" com laje e sem laje: Deslocamento horizontal no topo.

A Fig. 4.15 apresenta valores de momento fletor segundo a análise aproximada de 2ª ordem B_1-B_2 para os andares considerados. Observa-se que o modelo considerando a rigidez da laje apresenta uma diferença de 11,6% para menos em relação ao modelo sem a laje, para a relação $P/P_w= 2$ no 10º andar, e 13,7% para a relação $P/P_w= 1$ no 4º andar.

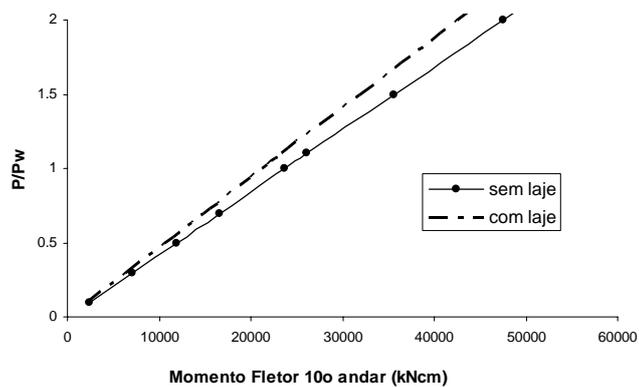
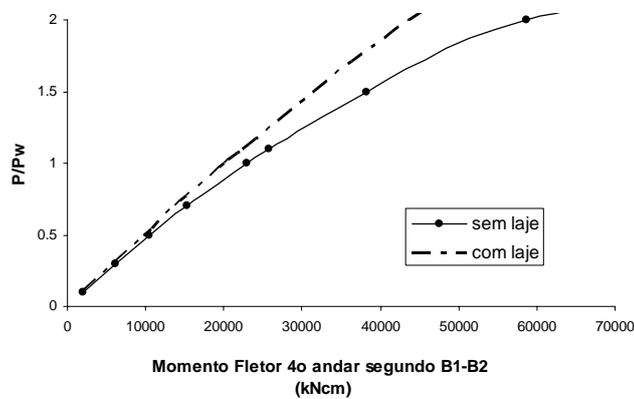
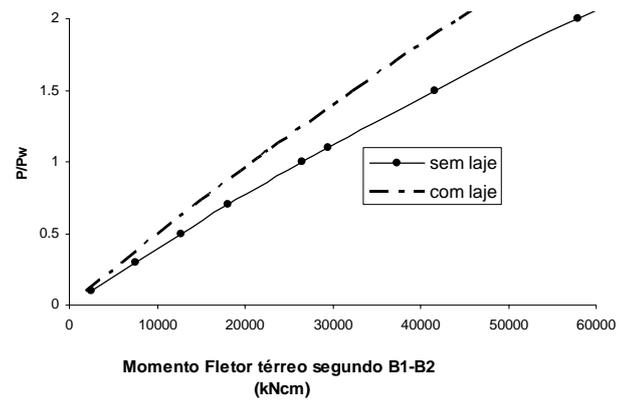


Figura 4.15 – Modelo "B" com laje e sem laje: Curvas comparativas de carga versus momento fletor nas colunas do térreo, 4º e 10º andares.

Na Fig. 4.16 observa-se que não há influência da rigidez da laje no resultado do esforço normal das colunas para todas as relações de carga P/P_w . Ou seja, somente

existe influência no momento fletor pois a deslocabilidade lateral afeta especialmente a flexão das barras, e não a parte extensional dessas.

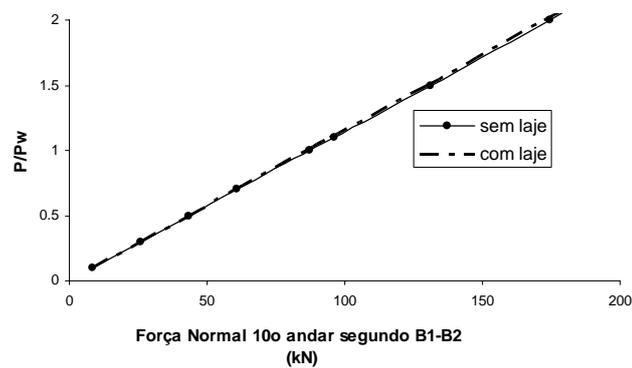
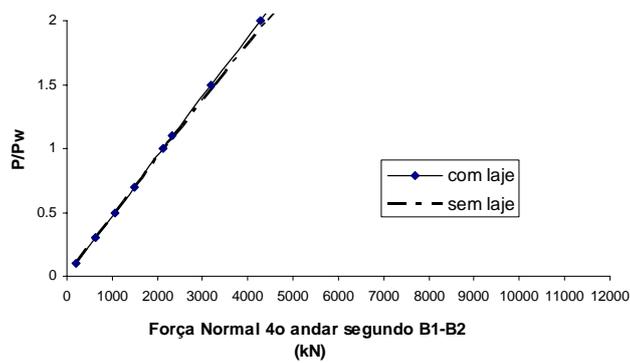
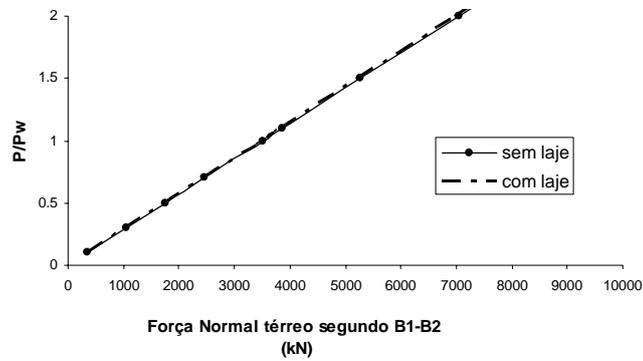


Figura 4.16 – Modelo "B" com laje e sem laje: Curvas comparativas de carga versus força normal nas colunas do térreo, 4º e 10º andares.

IV.5 Modelo “C”: Pórtico plano misto contraventado com ligações flexíveis

O modelo “C” representa o modelo básico com um vão contraventado, sendo os nós considerados todos rotulados. O contraventamento é constituído por 2L152x152x9,5mm. A numeração de nós e barras segue a mesma numeração adotada para o modelo “A” adicionando-se as barras do contraventamento.

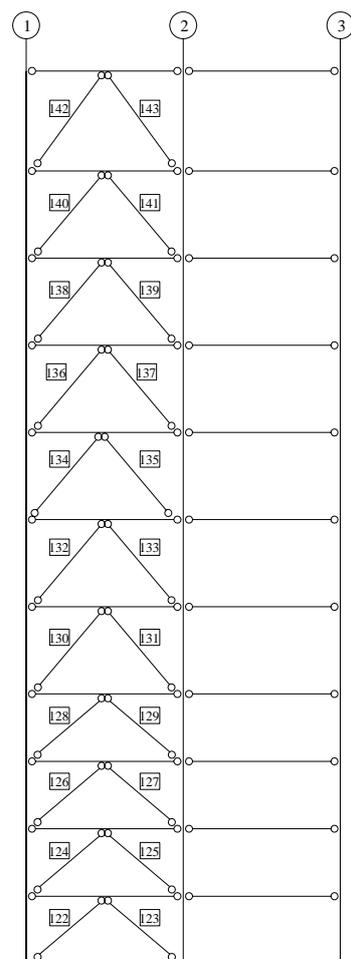


Figura 4.17 – Modelo "C": modelo estrutural.

IV.5.1 Sem laje de concreto

Da mesma forma que o modelo “A” anterior, a Tab. 4.12 apresenta valores do coeficiente local inferiores a 1,20, não havendo necessidade de realizar uma análise elástica rigorosa de segunda ordem segundo o AISC (2005).

Tabela 4.12 – Modelo “C”: Coeficiente local B_1 : segundo AISC (2005).

P/P_w	B_1 - AISC		
	andar		
	1°	5°	11°
0.1	1.001	1.002	1.000
0.3	1.004	1.007	1.000
0.5	1.007	1.011	1.001
0.7	1.010	1.016	1.001
1	1.015	1.023	1.001
1.1	1.016	1.025	1.001
1.5	1.022	1.035	1.002
2	1.030	1.047	1.003
3	1.045	1.072	1.004
5	1.077	1.125	1.007

Observa-se na Tab. 4.13 que o fator de amplificação dos efeitos globais de segunda ordem, conforme esperado para estruturas contraventadas, apresentou-se inferior a 1,20 para todos os andares e relações de carga. Quanto à sua deslocabilidade, a estrutura é definida como baixa para todas as relações de carga para o deslocamento horizontal máximo da estrutura. Ou seja, a estrutura possui pouca sensibilidade aos efeitos globais de 2ª ordem.

Tabela 4.13 – Modelo “C”: Coeficiente global B_2 : segundo AISC (2005).

P/P_w	Coeficiente B_2 segundo AISC-LRFD										
	1° andar	2° andar	3° andar	4° andar	5° andar	6° andar	7° andar	8° andar	9° andar	10° andar	11° andar
0.1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.3	1.00	1.01	1.00	1.00	1.00	1.01	1.01	1.01	1.00	1.00	1.00
0.5	1.01	1.01	1.01	1.01	1.00	1.01	1.01	1.01	1.01	1.00	1.00
0.7	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.02	1.01	1.01	1.01	1.01	1.00
1	1.02	1.02	1.02	1.01	1.01	1.02	1.02	1.02	1.01	1.01	1.00
1.1	1.02	1.02	1.02	1.02	1.01	1.03	1.02	1.02	1.02	1.01	1.00
1.5	1.03	1.03	1.03	1.02	1.01	1.04	1.03	1.03	1.02	1.01	1.00
2	1.03	1.04	1.03	1.03	1.02	1.05	1.04	1.04	1.03	1.02	1.00
3	1.05	1.06	1.05	1.04	1.03	1.07	1.06	1.06	1.04	1.03	1.00
5	1.09	1.10	1.09	1.08	1.04	1.13	1.10	1.10	1.08	1.04	1.01

Tabela 4.14 – Modelo “C”: Classificação da deslocabilidade segundo NBR 8800-
Projeto de Revisão.

P/P _w	Deslocabilidade			
	11º andar			
	Δ ₁ (cm)	Δ ₂ (cm)	Δ ₂ / Δ ₁	Sensibilidade
0.1	0.598	0.598	1.000	baixa
0.3	1.793	1.805	1.007	baixa
0.5	2.989	3.014	1.008	baixa
0.7	4.184	4.237	1.013	baixa
1	5.978	6.083	1.018	baixa
1.1	6.575	6.701	1.019	baixa
1.5	8.966	9.204	1.027	baixa
2	11.955	12.372	1.035	baixa
3	17.933	18.887	1.053	baixa
5	29.888	32.645	1.092	baixa

Pela Fig. 4.18 o coeficiente γ_z apresenta valor superior aos valores obtidos para o coeficiente B_2 para todos os andares do edifício e, da mesma forma, o valor de γ_z permanece praticamente constante para todos os andares.

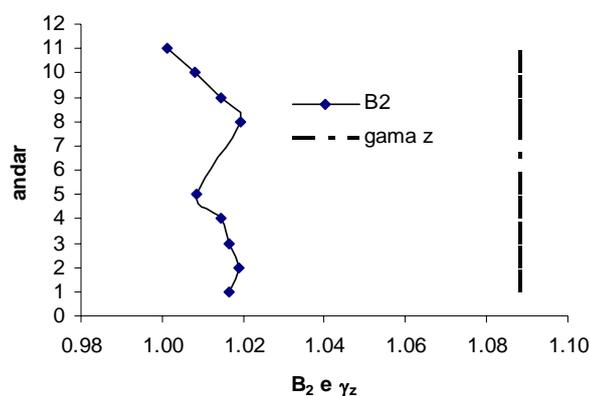


Figura 4.18 – Modelo "C": Variação de B₂ e γ_z para P/P_w=1.

A Tab. 4.15 mostra os valores do momento fletor para as colunas 3, 47 e 113 do térreo e dos 4º e 10º andares do edifício, para a análise de 1ª ordem, as análises aproximadas de 2ª ordem, análise elástica não-linear e a análise elastoplástica.

Para todas as relações de carga apresentadas, os resultados de momento fletor das análises aproximadas de 2ª ordem B₁-B₂ e P-Δ são bem próximos dos valores de 1ª ordem, sendo portanto aceitável a análise de 1ª ordem. Valores do coeficiente global γ_z se apresentaram superiores a 1,10 somente para uma relação de carga P/P_w = 1,10 e

superior a 1,30 para uma relação de carga $P/P_w = 3,0$, ou seja, classificando a estrutura de nós móveis onde os efeitos de 2ª ordem não podem ser dispensados. Considerando-se a análise elasto-plástica, ocorre a formação do mecanismo para a relação $P/P_w = 0,3$, em função do baixo grau de hiperstaticidade da estrutura. Dentre as análises realizadas, o método γ_z não se apresentou adequado para representar o comportamento real da estrutura. A análise elasto-plástica apresentou a formação do mecanismo para uma baixa relação de carga, $P/P_w = 0,30$. Esta baixa reserva estrutural é justificada pela insuficiência de resistência estrutural à flexão das vigas localizadas entre os eixos “2” e “3”. A incorporação da laje de concreto à viga de aço é uma alternativa estrutural para ganho de resistência.

Tabela 4.15 – Modelo “C”: Momento fletor para o térreo, 4º e 10º andares.

Momento fletor (kN.cm)												
P/P _w	térreo (coluna 3)											
	1ª ordem	M _{nt}	M _{lt}	AISC B ₁ -B ₂		P-Δ		γ _z		Elastoplástica		α
0.1	298	0	277	278	0.93	298	1.00	300	1.01	318	1.07	0.07508
0.3	893	0	832	836	0.94	893	1.00	915	1.02	899	1.01	0.22525
0.5	1489	0	1387	1399	0.94	1488	1.00	1552	1.04	-	-	0.37541
0.7	2085	0	1942	1965	0.94	2082	1.00	2211	1.06	-	-	0.52558
1	2978	0	2774	2821	0.95	2974	1.00	3242	1.09	-	-	0.75082
1.1	3275	0	3052	3108	0.95	3271	1.00	3597	1.10	-	-	0.82591
1.5	4467	0	4162	4266	0.96	4457	1.00	5087	1.14	-	-	1.12624
2	5956	0	5549	5737	0.96	5938	1.00	7112	1.19	-	-	1.50165
3	8933	0	8323	8753	0.98	8889	1.00	11814	1.32	-	-	2.25247
5	14889	0	13872	15108	1.01	14742	0.99	25086	1.68	-	-	3.75412
P/P _w	4º andar (coluna 47)											
	1ª ordem	M _{nt}	M _{lt}	AISC B ₁ -B ₂		P-Δ		γ _z		Elastoplástica		α
0.1	73	0	66	66	0.91	69	0.95	74	1.01	67	0.92	0.05298
0.3	218	0	198	199	0.91	209	0.96	223	1.02	193	0.89	0.15894
0.5	363	0	331	332	0.92	349	0.96	378	1.04	-	-	0.26491
0.7	509	0	463	466	0.92	490	0.96	540	1.06	-	-	0.37087
1	727	0	661	667	0.92	703	0.97	791	1.09	-	-	0.52981
1.1	799	0	728	734	0.92	774	0.97	877	1.10	-	-	0.58279
1.5	1090	0	992	1005	0.92	1060	0.97	1241	1.14	-	-	0.79471
2	1454	0	1323	1346	0.93	1421	0.98	1736	1.19	-	-	1.05962
3	2180	0	1984	2036	0.93	2156	0.99	2883	1.32	-	-	1.58943
5	3634	0	3307	3454	0.95	3973	1.09	6123	1.68	-	-	2.64905
P/P _w	10º andar (coluna 113)											
	1ª ordem	M _{nt}	M _{lt}	AISC B ₁ -B ₂		P-Δ		γ _z		Elastoplástica		α
0.1	48	0	46	46	0.96	48	0.99	48	1.01	52	1.08	0.00341
0.3	143	0	138	138	0.97	142	0.99	147	1.02	195	1.36	0.01022
0.5	239	0	230	230	0.96	236	0.99	249	1.04	-	-	0.01703
0.7	334	0	322	322	0.97	328	0.98	354	1.06	-	-	0.02384
1	477	0	460	461	0.97	466	0.98	519	1.09	-	-	0.03405
1.1	525	0	506	507	0.97	511	0.97	577	1.10	-	-	0.03746
1.5	716	0	690	692	0.97	690	0.96	815	1.14	-	-	0.05108
2	955	0	921	923	0.97	909	0.95	1140	1.19	-	-	0.06811
3	1432	0	1381	1386	0.97	1328	0.93	1894	1.32	-	-	0.10216
5	2386	0	2301	2316	0.97	2090	0.88	4020	1.68	-	-	0.17027

A Fig. 4.19 apresenta a variação do momento fletor para as diversas análises realizadas para as colunas 3, 47 e 113, em função da relação de carga P/P_w .

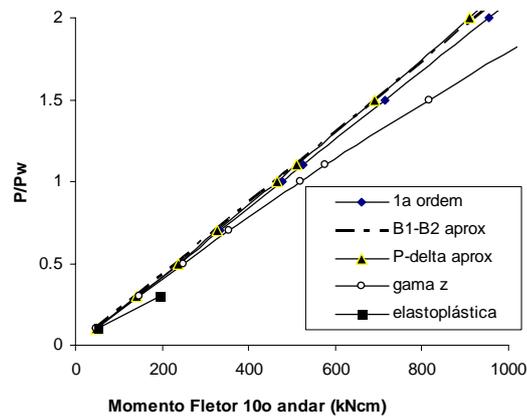
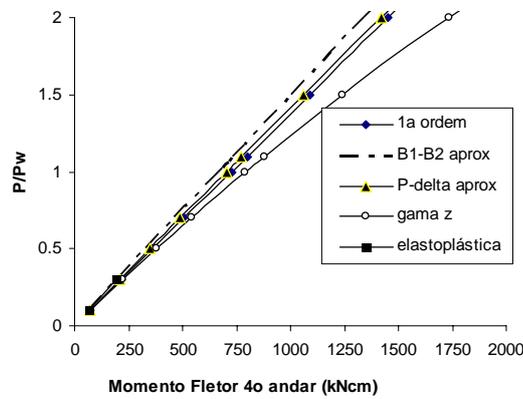
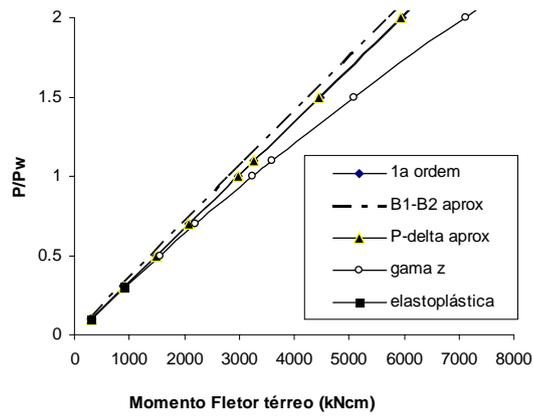


Figura 4.19 – Modelo "C": Curvas parâmetro de carga versus momento fletor nas colunas do térreo, 4º e 10º andares.

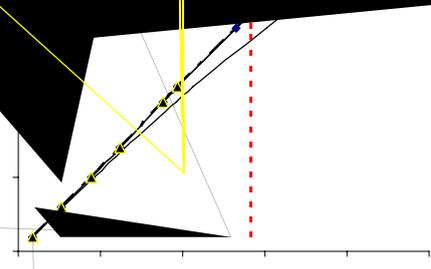
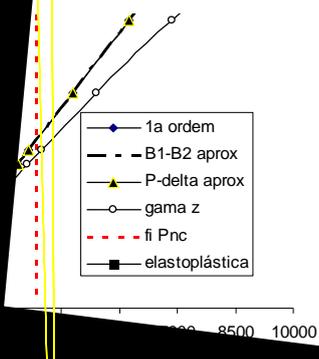
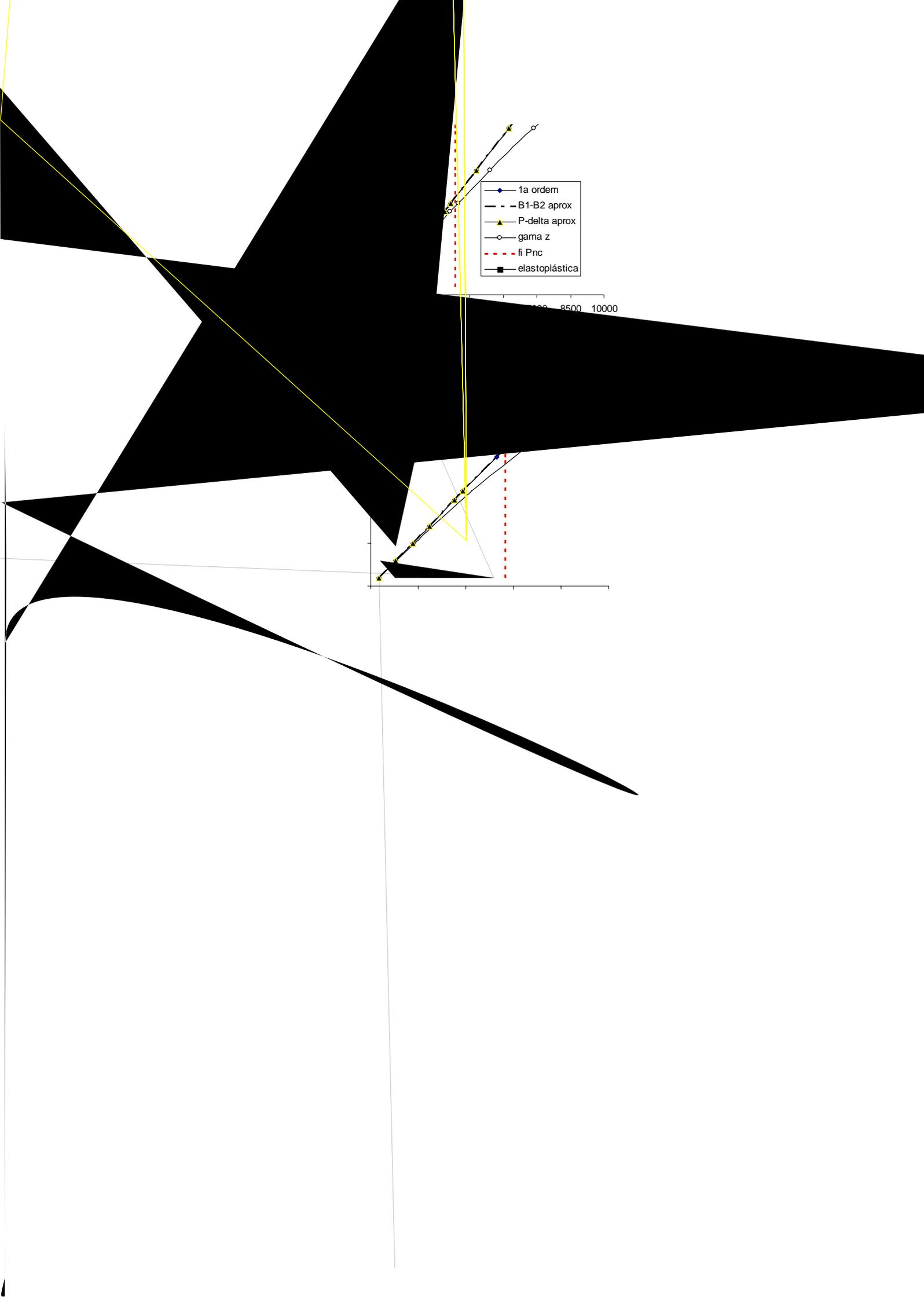
Da mesma forma, a Tab. 4.16 apresenta os valores do esforço normal para as colunas 3, 47 e 113 do térreo e dos 4º e 10º andares do edifício, para a análise de 1ª ordem, as análises aproximadas de 2ª ordem, análise elástica não-linear e a análise

elastoplástica. Observa-se que os resultados de esforço normal dos métodos aproximados de 2ª ordem e a análise elastoplástica, exceto pelo método γ_z , resultaram em valores praticamente iguais aos valores de 1ª ordem para todas as relações de carga.

Tabela 4.16 – Modelo “C”: Esforço normal para o térreo, 4º e 10º andares.

Esforço Normal (kN)												
P/P _w	térreo (coluna 3)										φPnc	
	1ª ordem	P _{nt}	P _{lt}	AISC B ₁ -B ₂		P-Δ		γ _z		Elastoplástica		
0.1	287	287	0	287	1.000	287	1.000	290	1.008	287	1.00	3365
0.3	861	861	0	861	1.000	861	1.000	883	1.025	862	1.00	3365
0.5	1436	1436	0	1436	1.000	1436	1.000	1497	1.042	-	-	3365
0.7	2010	2010	0	2010	1.000	2010	1.000	2131	1.060	-	-	3365
1	2872	2872	0	2872	1.000	2872	1.000	3126	1.088	-	-	3365
1.1	3159	3159	0	3159	1.000	3159	1.000	3469	1.098	-	-	3365
1.5	4307	4307	0	4307	1.000	4307	1.000	4906	1.139	-	-	3365
2	5743	5743	0	5743	1.000	5743	1.000	6858	1.194	-	-	3365
3	8615	8615	0	8615	1.000	8615	1.000	11394	1.323	-	-	3365
5	14358	14358	0	14358	1.000	14358	1.000	24192	1.685	-	-	3365
P/P _w	4º andar (coluna 47)										φPnc	
	1ª ordem	P _{nt}	P _{lt}	AISC B ₁ -B ₂		P-Δ		γ _z		Elastoplástica		
0.1	176	176	0	176	1.000	176	1.000	178	1.008	176	1.00	2827
0.3	529	529	0	529	1.000	529	1.000	542	1.025	529	1.00	2827
0.5	882	882	0	882	1.000	882	1.000	919	1.042	-	-	2827
0.7	1234	1234	0	1234	1.000	1234	1.000	1309	1.060	-	-	2827
1	1763	1763	0	1763	1.000	1763	1.000	1919	1.088	-	-	2827
1.1	1940	1940	0	1940	1.000	1940	1.000	2130	1.098	-	-	2827
1.5	2645	2645	0	2645	1.000	2645	1.000	3012	1.139	-	-	2827
2	3527	3527	0	3527	1.000	3527	1.000	4211	1.194	-	-	2827
3	5290	5290	0	5290	1.000	5290	1.000	6996	1.323	-	-	2827
5	8816	8816	0	8816	1.000	8816	1.000	14855	1.68	-	-	2827
P/P _w	10º andar (coluna 113)										φPnc	
	1ª ordem	P _{nt}	P _{lt}	AISC B ₁ -B ₂		P-Δ		γ _z		Elastoplástica		
0.1	7	7	0	7	1.000	7	1.000	7	1.008	7	1.04	2195
0.3	20	20	0	20	1.000	20	1.000	21	1.025	20	0.99	2195
0.5	34	34	0	34	1.000	34	1.000	35	1.042	-	-	2195
0.7	47	47	0	47	1.000	47	1.000	50	1.060	-	-	2195
1	67	67	0	67	1.000	67	1.000	73	1.088	-	-	2195
1.1	74	74	0	74	1.000	74	1.000	81	1.098	-	-	2195
1.5	101	101	0	101	1.000	101	1.000	115	1.139	-	-	2195
2	135	135	0	135	1.000	135	1.000	161	1.194	-	-	2195
3	202	202	0	202	1.000	202	1.000	267	1.323	-	-	2195
5	336	336	0	336	1.000	336	1.000	567	1.685	-	-	2195

A Fig. 4.20 apresenta a variação do esforço normal para as diversas análises realizadas para as colunas 3, 47 e 113, em função da relação de carga P/P_w. Nessa figura mais uma vez fica evidente que o método γ_z não se apresentou apropriado resultando em esforços conservadores em relação aos outros métodos.



IV.5.2 Com laje de concreto

Adotando uma largura efetiva de $= 1/8 \times$ para considerar a presença da laje de concreto, o momento de inércia obtido para seção mista foi de $= 76463 \text{ cm}^4$.

IV.5.3 Comparações: com laje x sem laje

Nota-se na Fig. 4.21 que o deslocamento horizontal obtido no 11º andar do edifício pelo modelo com laje segundo, a análise de 1ª ordem, apresenta valores superiores da ordem de 3% quando comparado ao modelo sem a laje incorporada nas vigas, para $P/P_w=5$. Diferença irrelevante entre os modelos com e sem laje quando comparada com os resultados do modelo “A”.

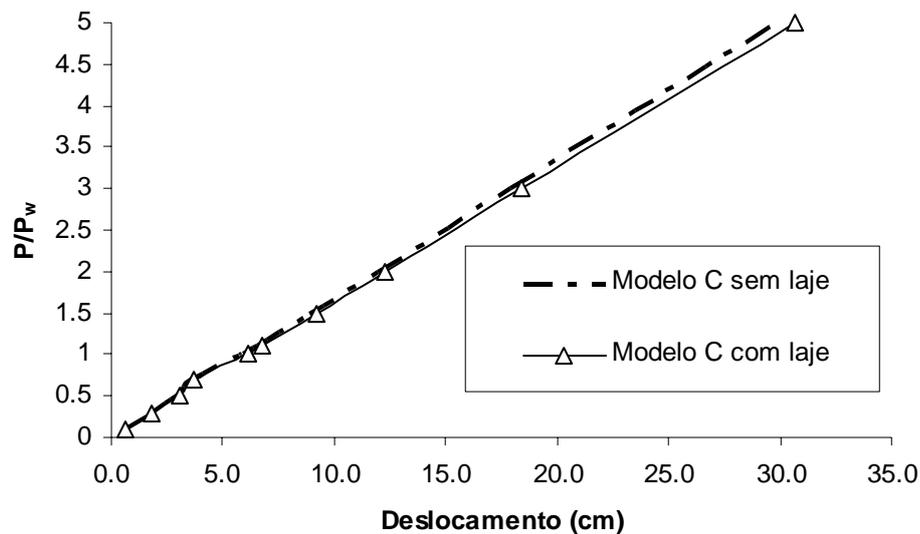


Figura 4.21 – Modelo "C" com laje e sem laje: Deslocamento horizontal no topo.

A Fig. 4.22 apresenta valores de momento fletor segundo a análise aproximada de 2ª ordem B_1-B_2 para os andares considerados. Observa-se que o modelo considerando a rigidez da laje apresenta uma diferença de 28,7% para mais em relação ao modelo sem a laje, para a relação $P/P_w = 2$ no térreo, e 4,8% para a relação $P/P_w = 1$ no 4º andar.

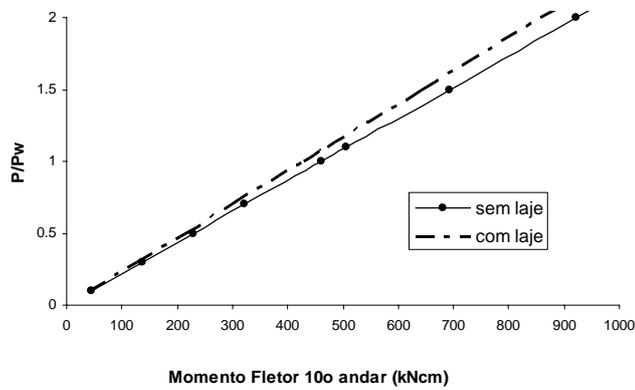
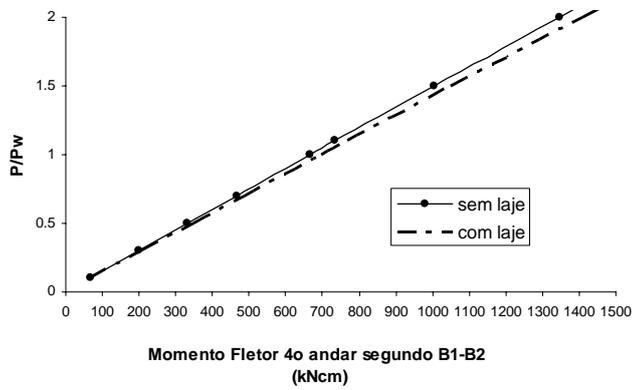
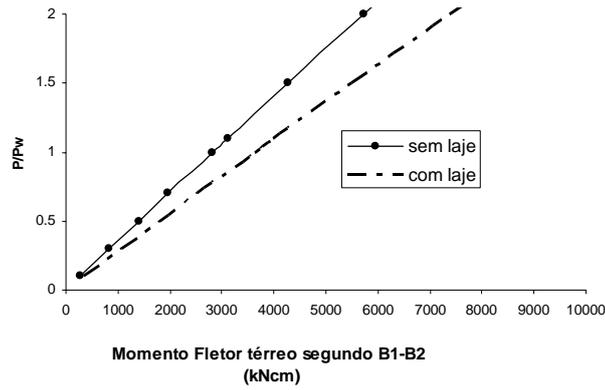


Figura 4.22 – Modelo "C" com laje e sem laje: Curvas comparativas de carga versus momento fletor nas colunas do térreo, 4º e 10º andares.

Novamente, observa-se na Fig. 4.23 que não há influência da rigidez da laje no resultado do esforço normal das colunas para todas as relações de carga P/P_w .

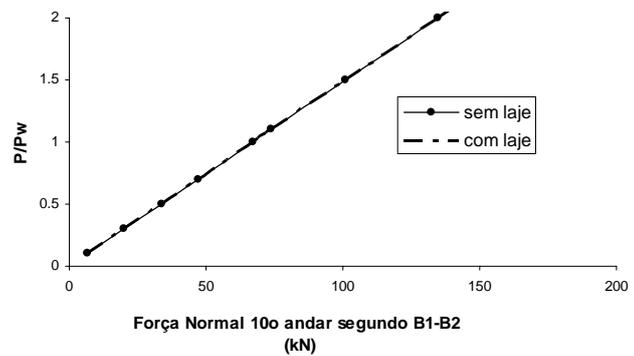
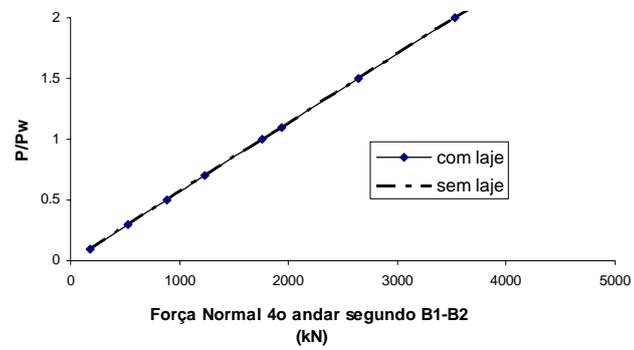
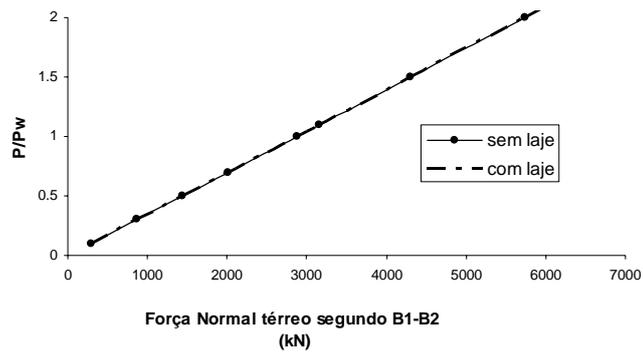


Figura 4.23 – Modelo "C" com laje e sem laje: Curvas comparativas de carga versus esforço normal nas colunas do térreo, 4º e 10º andares.

IV.6 Modelos com ligações semi-rígidas

Os modelos seguintes representam o modelo “A” substituindo a concepção de nós perfeitamente rígidos por ligações semi-rígidas, introduzindo o comportamento da ligação através da curva θ na análise elastoplástica. Todas as ligações propostas foram dimensionadas para resistência igual ou superior aos valores de momentos fletores solicitantes, em kNcm, obtidos no modelo “A” (Fig. 4.24). A numeração de nós e barras segue a mesma numeração adotada para o modelo “A”.

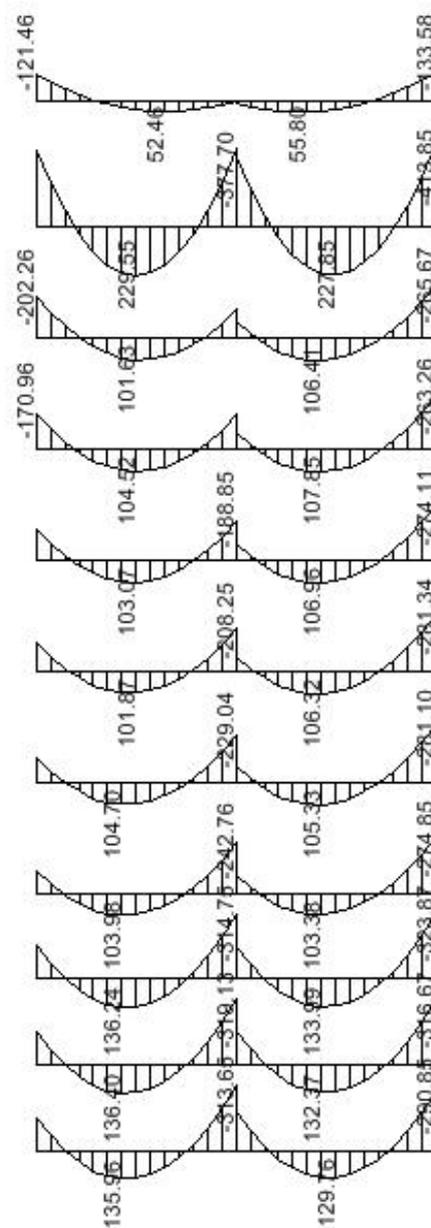


Figura 4.24 – Diagrama de momentos fletores de cálculo das vigas do modelo “A” para $P/P_w = 1,0$ em análise de 1ª ordem.

Três concepções de ligações foram adotadas: (1) ligação metálica com placa de extremidade estendida; (2) ligação metálica com cantoneira de topo, dupla de alma e de assento; (3) ligação mista com cantoneira dupla de alma e de assento. Uma vez definidas as características da ligação como momento resistente e rigidez inicial, estes parâmetros foram incorporados no modelo estrutural através da curva θ . Tendo em vista que as colunas possuem diversas seções, por simplificação, uma única geometria de ligação foi adotada para todos os nós estruturais do modelo, exceto para o modelo que considera a laje incorporada na ligação. Neste modelo, com a laje incluída, os nós centrais foram concebidos com uma ligação mista e os nós extremos foram concebidos com ligações metálicas com cantoneiras.

IV.6.1 Modelo “D”: Pórtico plano com ligações semi-rígidas - placa de extremidade

O modelo “D” representa o modelo “A” substituindo a concepção de nós perfeitamente rígidos por ligações semi-rígidas utilizando placa de extremidade estendida. A ligação adotada foi concebida para ser rígida segundo a classificação de ligação do Eurocode-3. Para viabilizar uma ligação rígida foi necessário alterar todos os perfis da coluna do modelo básico para CVS500x259. Desta forma, somente uma curva θ foi aplicada a todos os nós estruturais do modelo.

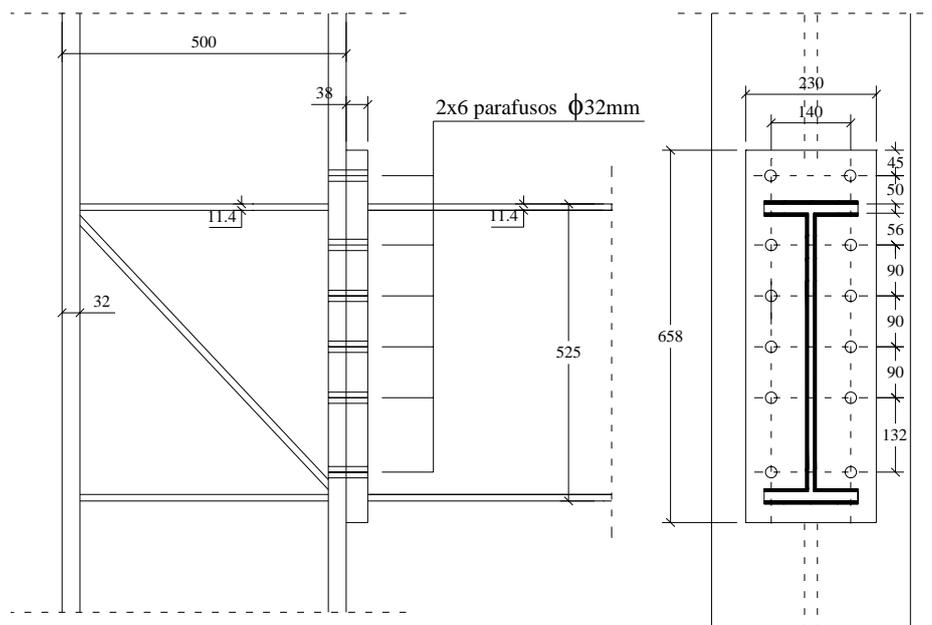


Figura 4.25 – Ligação metálica típica com placa de extremidade estendida proposta para o modelo “D”.

O cálculo do momento resistente da ligação, da rigidez inicial, representação da curva θ e sua classificação estão apresentados no Anexo B.

IV.6.2 Modelo “E”: Pórtico plano com ligações semi-rígidas – cantoneira de topo, alma e assento

O modelo “E” representa o modelo “A” substituindo a concepção de nós perfeitamente rígidos por ligações semi-rígidas utilizando cantoneira dupla na alma, de topo e de assento (Fig. 4.27).

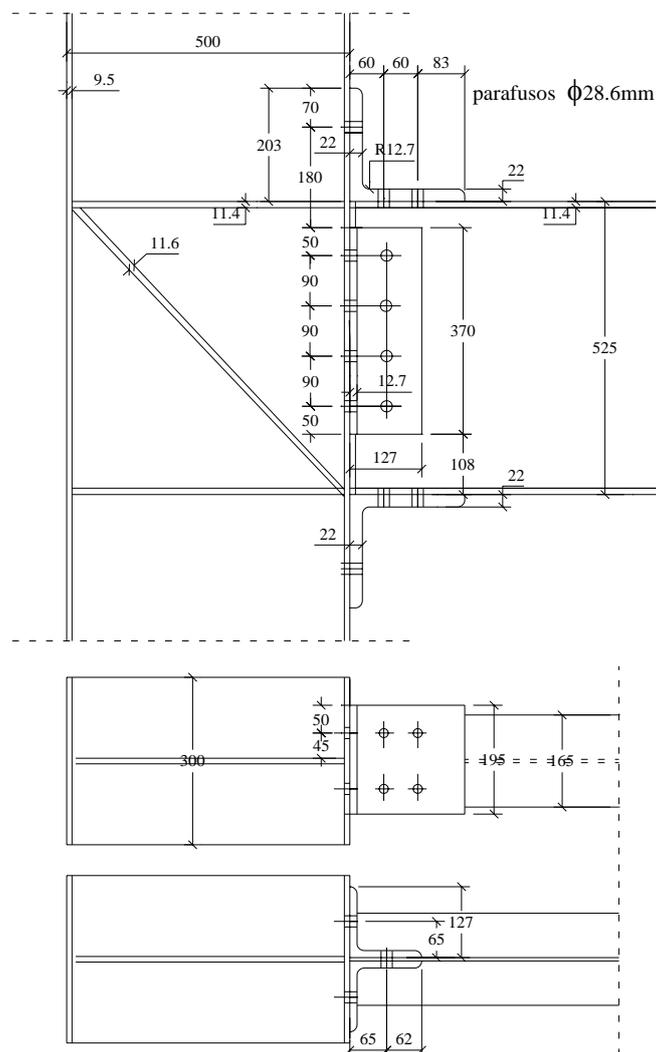


Figura 4.27 – Ligação metálica típica com cantoneiras proposta para o modelo “E”.

O cálculo do momento resistente da ligação, da rigidez inicial, representação da curva θ e sua classificação estão apresentados no Anexo C.

IV.6.3 Modelo “F”: Pórtico plano com ligações semi-rígidas e mistas – cantoneira de alma e assento

O modelo “F” representa o modelo “A” substituindo a concepção de nós perfeitamente rígidos por ligações semi-rígidas, utilizando para os nós extremos ligações metálicas com cantoneiras do modelo “E” apresentado anteriormente e, para o eixo central da edificação a ligação mista da Fig. 4.29.

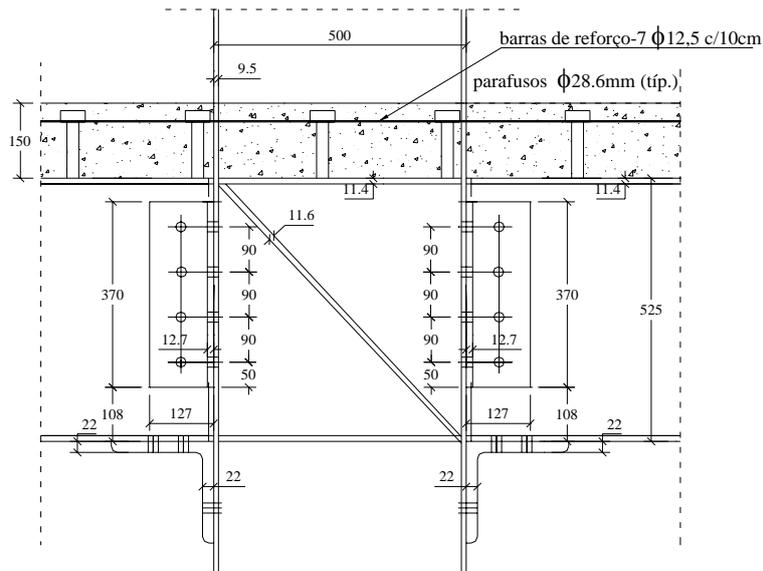


Figura 4.29 – Ligação mista proposta para o eixo central do modelo “F”.

Considerando a mesma geometria adotada do modelo anterior “E” retirando a cantoneira de topo e considerando as barras de reforço da laje de concreto, o cálculo do momento resistente, para a fase anterior à cura, foi efetuado conforme o modelo anterior, retirando somente a contribuição da cantoneira de topo na ligação, lembrando que a geometria da ligação apresentada na Fig. 4.29 foi adotada para todos os andares do edifício. Este cálculo detalhado do momento resistente da ligação, assim como da rigidez inicial, representação da curva θ e sua classificação estão apresentados no Anexo D.

IV.6.4 Curvas $M-\theta$ dos modelos “D”, “E” e “F”

A Fig. 4.31 apresenta as curvas θ para os modelos adotados de ligações, citados anteriormente: modelo “D”, ligações formada por placa de extremidade estendida; modelo “E”, ligações formada por cantoneira de topo, dupla de alma e assento; modelo “F”, ligações formada por cantoneira dupla de alma e assento e barras de reforço da laje de concreto.

Observa-se que a ligação do modelo “D” apresenta um comportamento praticamente perfeitamente rígido de acordo com a classificação do item II.3.3.1. Tanto as ligações do modelo “E” quanto do modelo “F” classificaram-se como semi-rígidas segunda esta classificação, mas a ligação do modelo “F” (com barras de reforço), apresentou uma resistência e rigidez inicial superior à da ligação do modelo “E” (com cantoneiras somente).

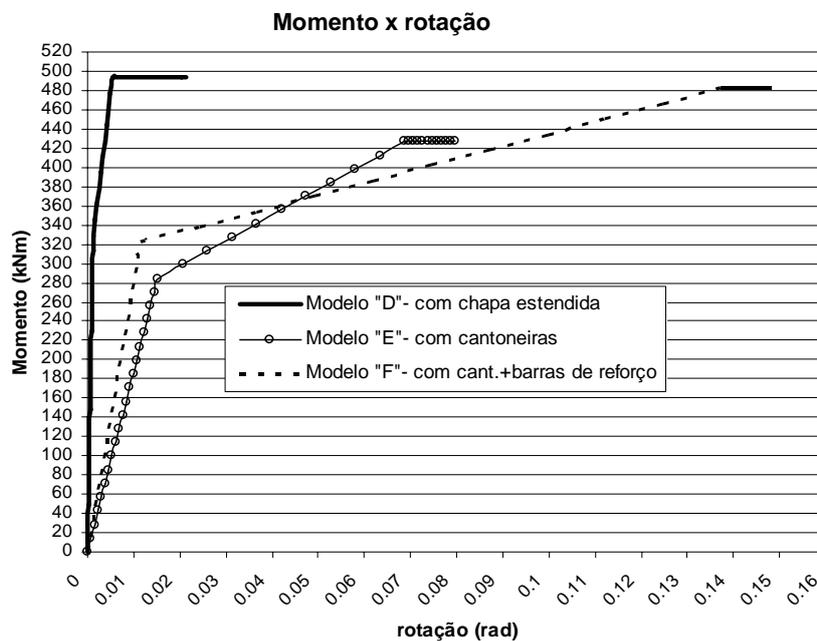


Figura 4.31 – Curvas comparativas $M-\theta$ dos modelos “D”, “E” e “F” para o 8º ao 11º andar.

IV.7 Comparações Gerais

Após a realização da análise dos modelos “A” a “F”, são apresentadas a seguir comparações entre os resultados obtidos. Primeiramente sem a presença das ligações semi-rígidas e em seguida com a presença das ligações semi-rígidas. Recordando que o modelo “A” representa o modelo básico com todos os nós considerados perfeitamente rígidos, o modelo “B” representa o modelo básico com todos os nós do eixo central rotulados e os demais perfeitamente rígidos e o modelo “C” representa o modelo básico com um vão contraventado sendo os nós considerados todos rotulados.

IV.7.1 Modelos sem ligações semi-rígidas

IV.7.1.1 Modelo “A” x Modelo “B” x Modelo “C” – Sem laje

- Deslocamento horizontal no topo de 1ª ordem

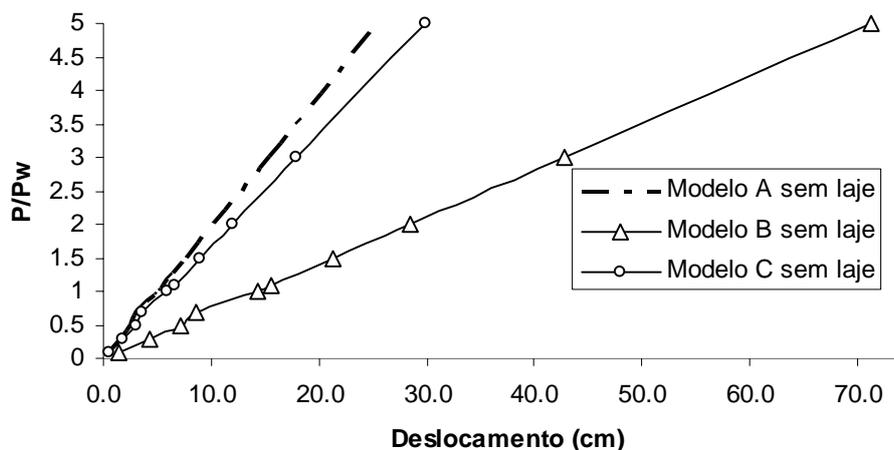


Figura 4.32 – Curva comparativa de deslocamento horizontal no topo entre os modelos “A”, “B” e “C” sem laje.

Observando os deslocamentos obtidos das diferentes concepções estruturais dos modelos “A”, “B” e “C” na Fig. 4.32, os modelos “A” e “C” possuem comportamento semelhante para relações de carga $P/P_w < 1,0$, diferentemente do modelo “B” de ligações rotuladas no eixo centrado, o qual apresentou os maiores deslocamentos devido à sua maior flexibilidade estrutural. Apesar do modelo “C” ser contraventado, seus deslocamentos são apenas um pouco superiores aos resultados do modelo “A”.

Nas Figs. 4.33 e 4.34 são apresentados os resultados de momento fletor dos modelos “A”, “B” e “C” para o térreo e 4º andar, sem a presença da laje incorporada à viga, segundo os métodos aproximados e de primeira ordem. Os métodos $P-\Delta$ e γ_z apresentaram resultados mais conservadores se comparados à análise de 1ª ordem. Dentre os três modelos, o modelo “C” apresentou menores valores de momento fletor, tendo em vista ser contraventado, com a carga horizontal transmitida diretamente para as colunas através do contraventamento. O modelo “B” apresentou os maiores valores de momento fletor, atestando, mais uma vez a ineficiência dessa solução.

- Momento fletor

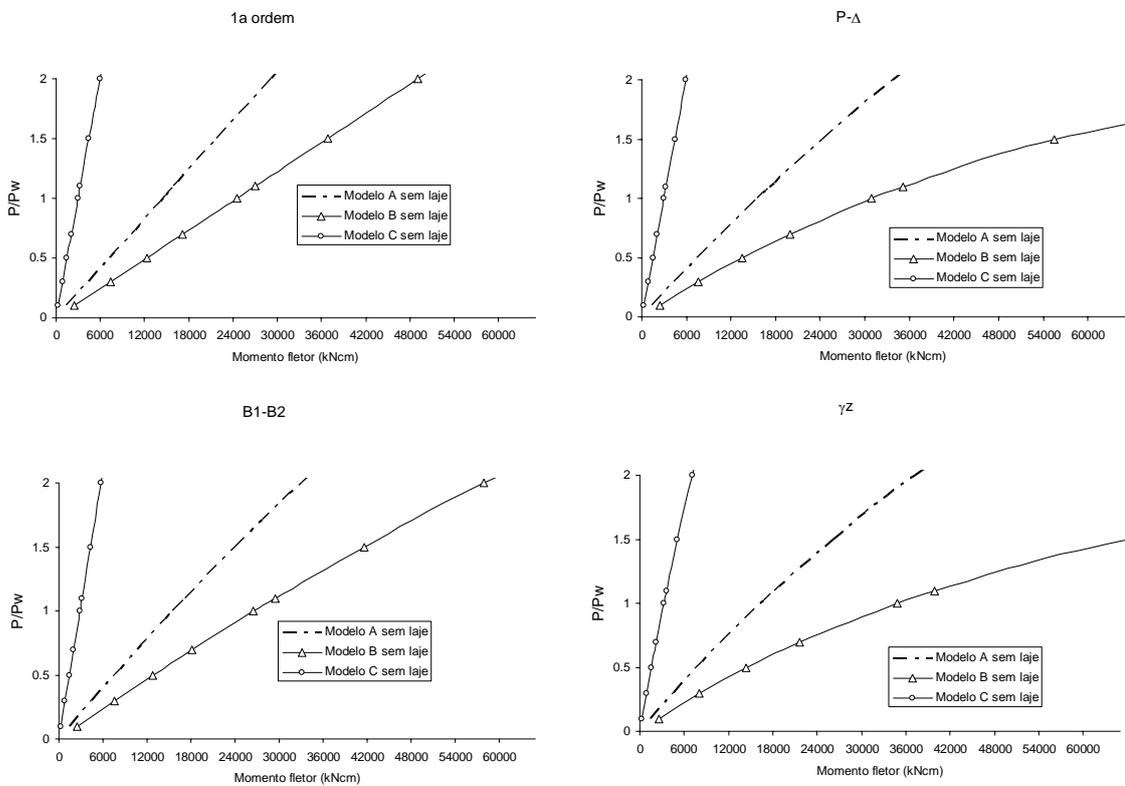


Figura 4.33 – Curvas comparativas de momento fletor para o térreo entre os modelos “A”, “B” e “C” sem laje.

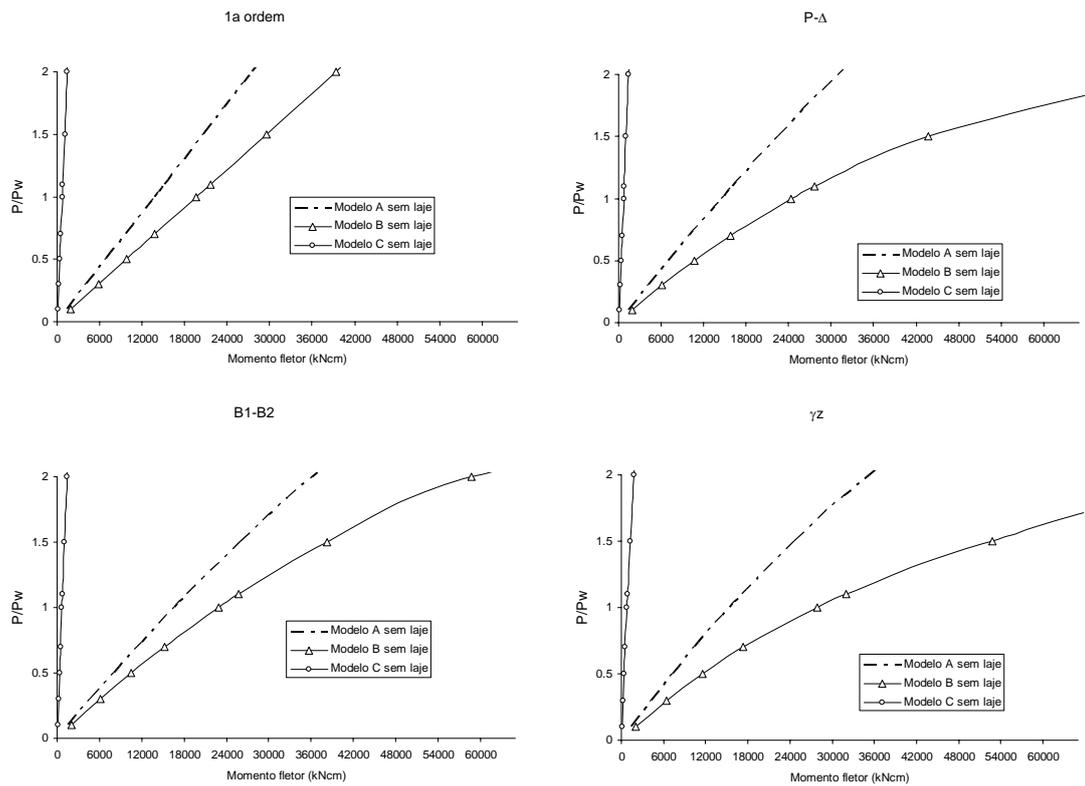


Figura 4.34 – Curvas comparativas de momento fletor para o 4º andar entre os modelos “A”, “B” e “C” sem laje.

- Esforço normal

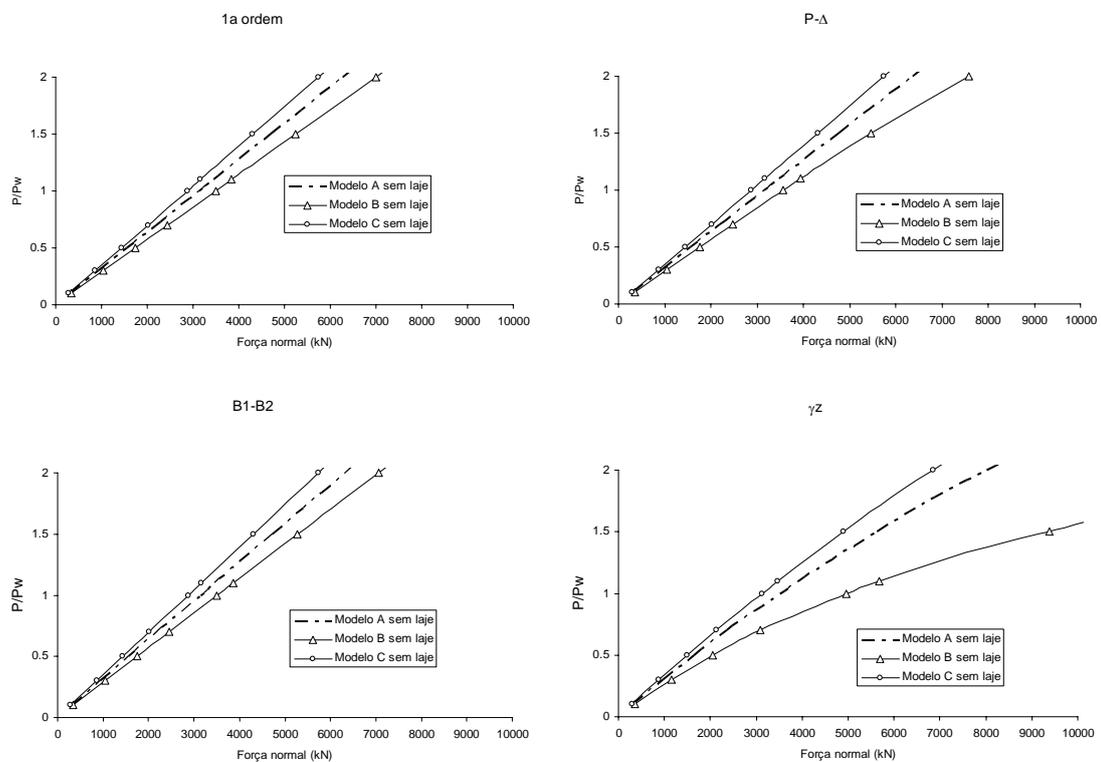
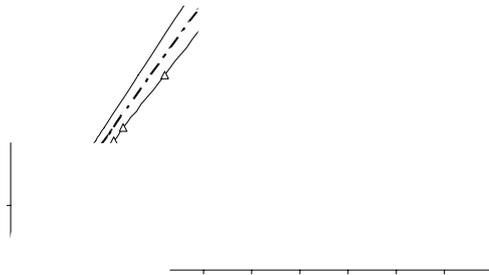


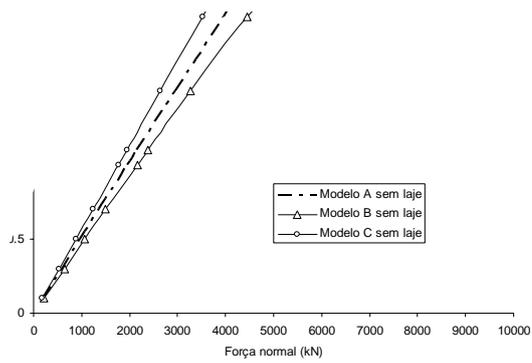
Figura 4.35 – Curvas comparativas de esforço normal para o térreo entre os modelos “A”, “B” e “C” sem laje.

Nas F: 35 e
 modelos "A" "C"
 viga, segun tod
 apresentar rtã
 confirma: ?
 segunda e
 nas bar: ic:

se, a:
 ap: 1-B2 e

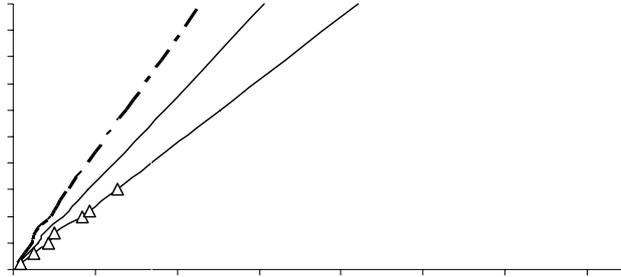


B1-B2



IV.7.1.2 Modelo "A" x Modelo "B" x Modelo "C" – Com laje

- Deslocamento horizontal no topo de 1ª ordem



- Momento fletor

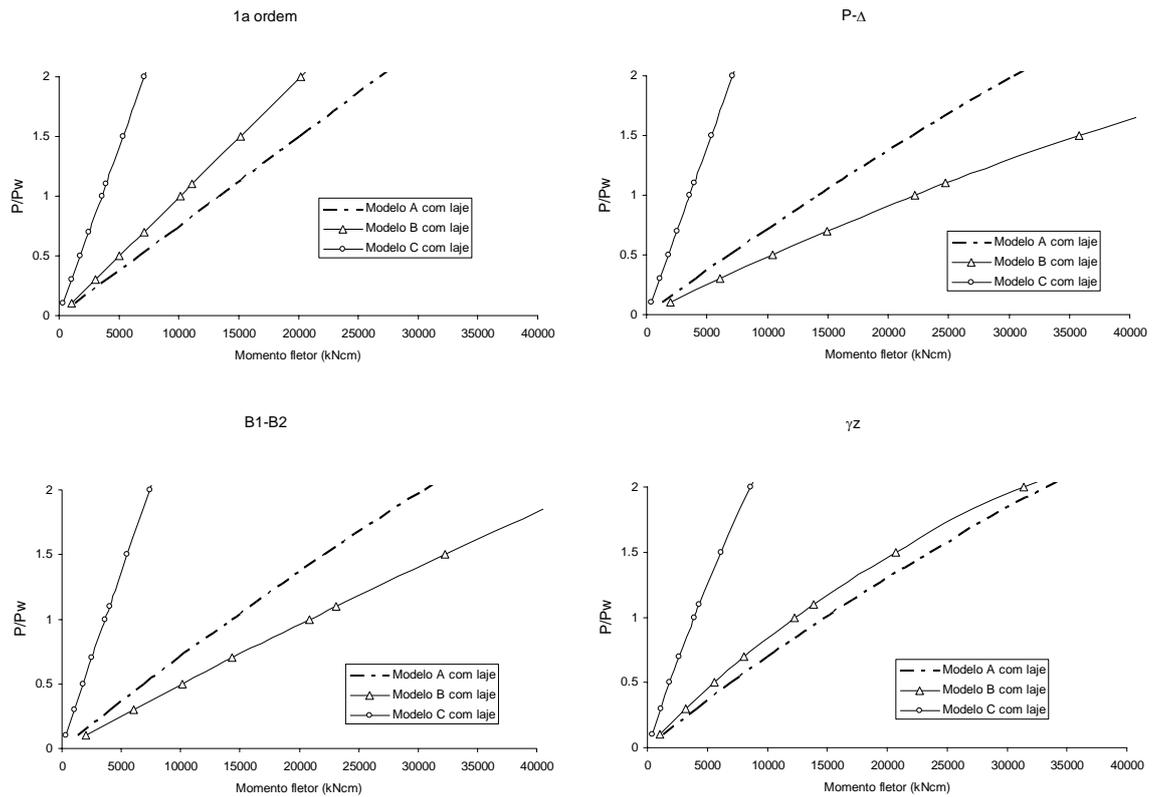
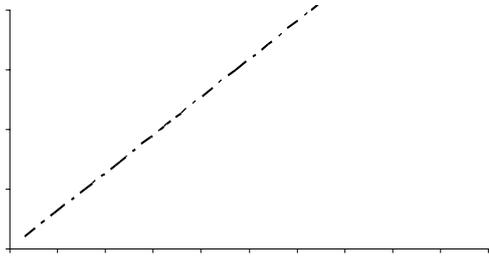


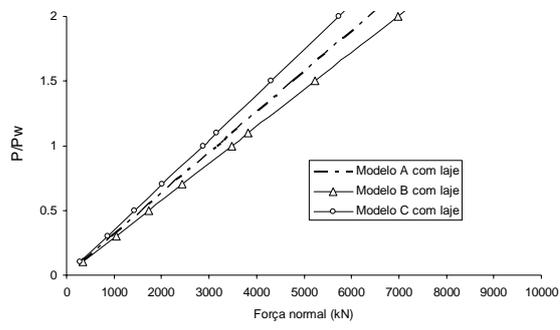
Figura 4.38 – Curvas comparativas de momento fletor para o térreo entre os modelos “A”, “B” e “C” com laje.

Na Fig. 4.39 onde são apresentados os resultados de esforço axial dos modelos “A”, “B” e “C” para o térreo com a presença da laje incorporada à viga segundo os métodos aproximados e de primeira ordem realizados, são válidos os mesmos comentários citados para os modelos sem a laje, ou seja, o comportamento dos modelos com laje foi semelhante aos modelos sem a laje incorporada.

- Esforço normal



B1-B2



dos tipos de ligações considerados conduz a uma grande perda de rigidez global da estrutura.

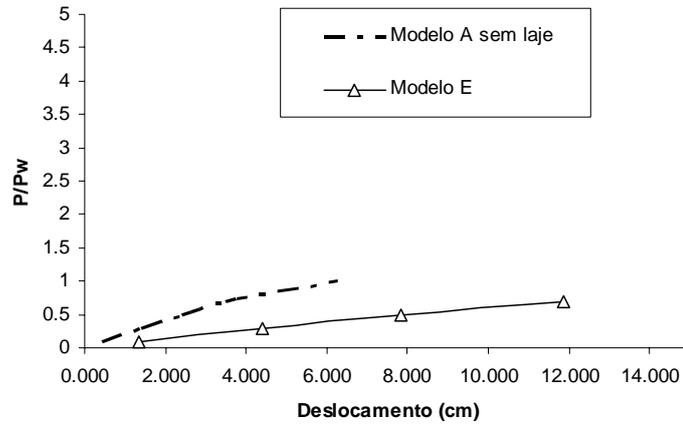
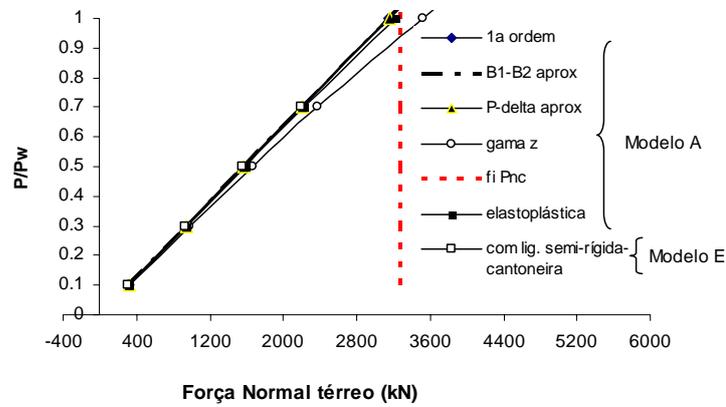


Figura 4.40 – Curva comparativa de deslocamento horizontal no topo entre os modelos “A”, pórtico rígido, sem laje e “E” com ligação semi-rígida com cantoneiras duplas na aa17.03ao topo ass eno. E

“E”. Observa-se uma diferença menor entre os resultados obtidos. Os resultados obtidos pelo modelo “E” apresentaram bem próximos aos resultados das análises aproximadas do modelo “A”.



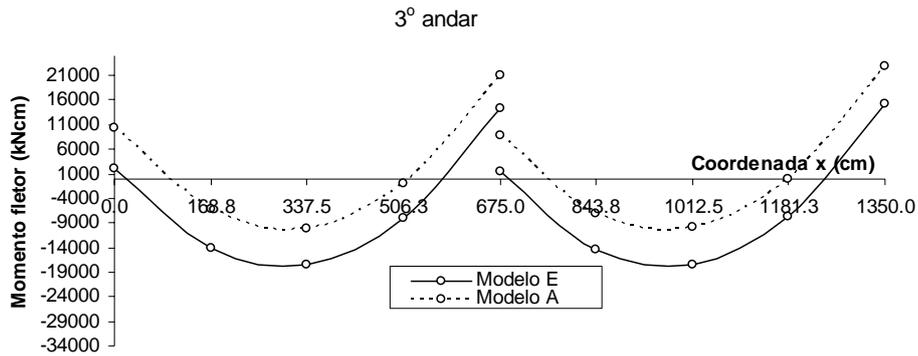


Figura 4.43 – Diagrama de momento fletor para a viga do 3º andar dos modelos “A” e “E” para $P/P_w = 0,7$.

IV.7.2.2 Modelo “A” com laje x Modelo “F”

Recordando que o modelo “F” representa o modelo “A” substituindo a concepção de nós perfeitamente rígidos por ligações semi-rígidas utilizando para os nós extremos ligações metálicas com cantoneiras, e para o eixo central ligações mistas com cantoneira de alma e assento.

A Fig. 4.44 apresenta os deslocamentos obtidos do modelo “A”, modelo tradicional com ligações perfeitamente rígidas, e do modelo “F”, introduzindo a flexibilidade de uma ligação semi-rígida mista com cantoneiras na análise. Os resultados foram obtidos através da análise elastoplástica. Da mesma forma que o modelo anterior “E”, o modelo “F” também apresentou resultados bem mais flexíveis que o modelo convencional “A” com laje. Os deslocamentos do modelo “F” foram superiores ao modelo “A” com laje, da ordem de 347% para $P/P_w = 0,7$ e para $P/P_w = 0,3$ a relação cai para 256%, ou seja, uma diferença considerável.

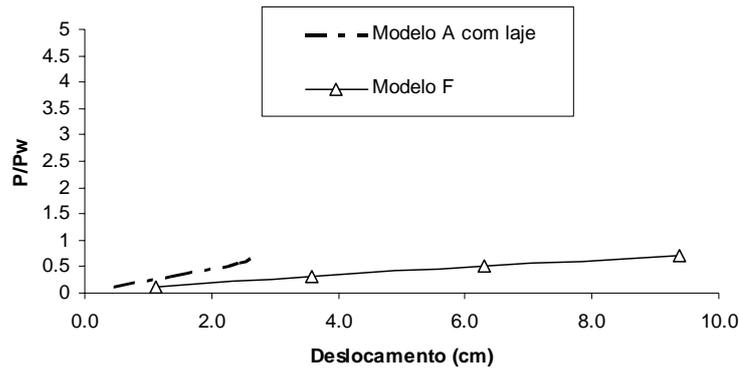


Figura 4.44 – Curva comparativa de deslocamento horizontal no topo entre os modelos “A” com laje e “F” com ligação semi-rígida mista com cantoneiras.

Observando os valores de momento fletor para os diversos tipos de análise realizados, a Fig. 4.45 apresenta resultados do modelo “F” também superiores ao modelo “A” com uma diferença ainda considerável. Comparando com o modelo “E”, os resultados do modelo “F” apresentam diferenças com o modelo convencional menores.

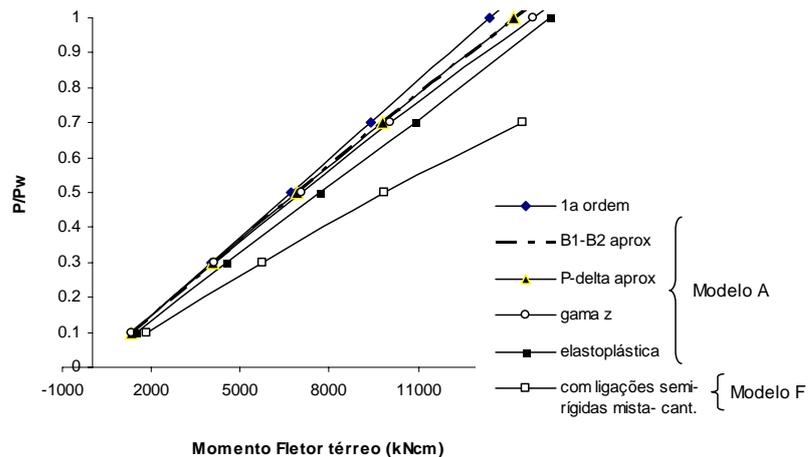


Figura 4.45 – Curva comparativa de momento fletor do térreo entre os métodos de análise para o modelo “A” com laje e o modelo “F” com ligação semi-rígida.

A Fig. 4.46 apresenta os resultados de força axial para os diversos tipos de análise realizados para o modelo “A” e a análise elastoplástica realizada para o modelo “F”, persistindo as mesmas observações indicadas anteriormente para o modelo “E”, com cantoneiras.

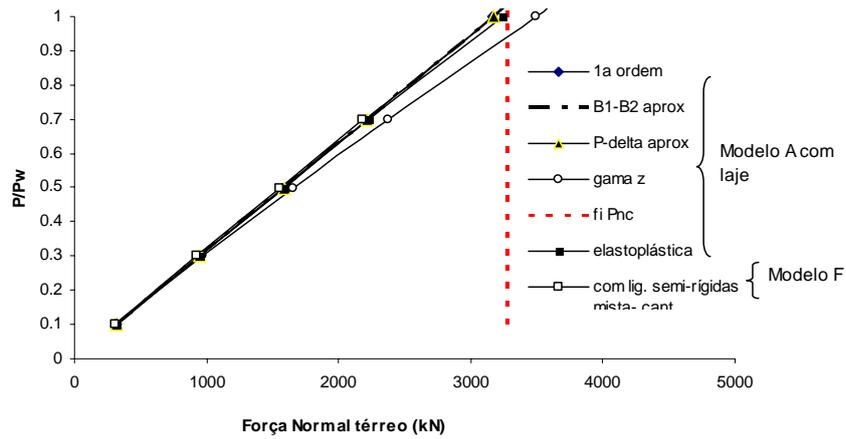


Figura 4.46 – Curva comparativa de força normal do térreo entre os métodos de análise para o modelo “A” com laje.

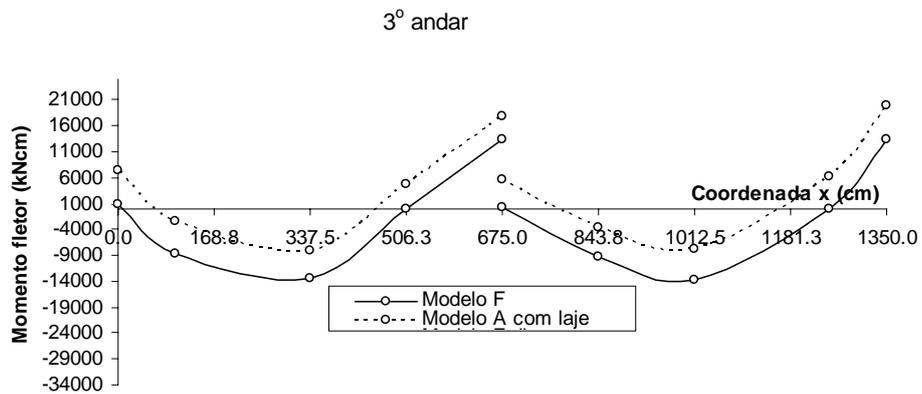


Figura 4.47 – Diagrama de momento fletor do 3º andar.

IV.7.2.3 Modelo “A” modificado x Modelo “D”

Relembrando que o modelo “A” modificado representa o modelo “A” substituindo os perfis das colunas para CVS500x259 com a concepção de nós perfeitamente rígidos e o modelo “D” representa o modelo “A” modificado substituindo as ligações perfeitamente rígidas por ligações semi-rígidas utilizando placa de extremidade estendida.

Fig. 4.48 apresenta os deslocamentos obtidos do modelo “A” modificado para os novos perfis de coluna, e do modelo “D”, modelo com ligações semi-rígidas do tipo placa de extremidade inseridas na análise elastoplástica. Os resultados demonstram que a ligação de placa de extremidade inserida no modelo “D” resultou em deslocamentos bem próximos do modelo tradicional com ligações consideradas perfeitamente rígidas. Os deslocamentos do modelo “D” foram superiores ao modelo “A” da ordem de 122% para $P/P_w = 1,10$ e para $P/P_w = 0,3$ a relação cai para 119, ou seja, uma diferença pouco significativa. Neste caso a análise convencional atenderia os resultados esperados, devido ao fator da ligação ter sido classificada como “rígida” (ver item II.3.3.1).

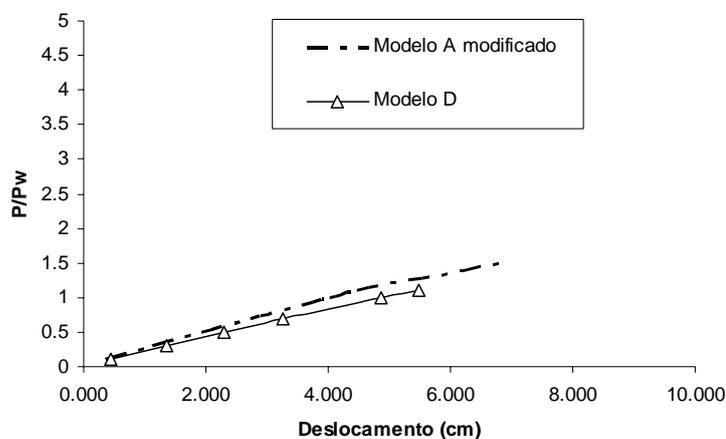


Figura 4.48 – Curva comparativa de deslocamento horizontal no topo entre os modelos “A” modificado e “E” com ligação semi-rígida com placa de extremidade.

Observando os valores de momento fletor para a análise elastoplástica dos dois modelos apresentados na Fig. 4.49, a diferença entre os resultados do modelo tradicional “A” e modelo “D” com ligação semi-rígida, é mínima. Da mesma forma observando os resultados de força axial na Fig. 4.49, a diferença também apresenta-se desprezível.

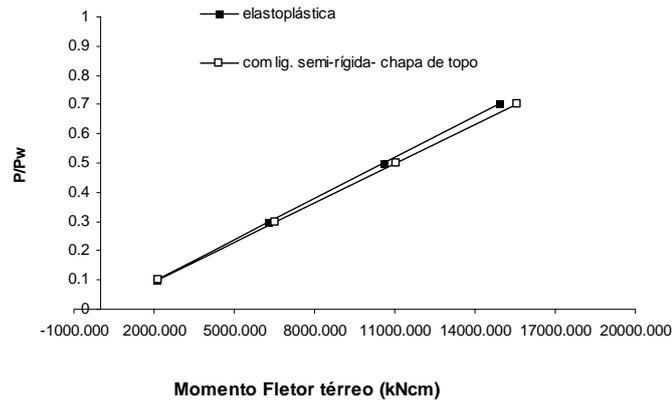


Figura 4.49 – Curva comparativa de momento fletor do térreo entre os métodos de análise para o modelo “A” modificado.

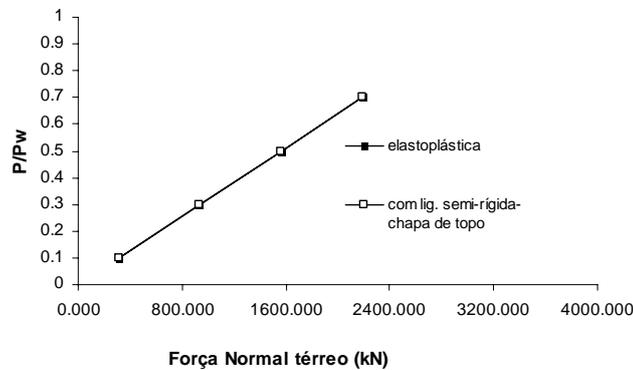


Figura 4.50 – Curva comparativa de força normal do térreo entre os métodos de análise para o modelo “A” modificado.

A Fig. 4.51 apresenta o diagrama de momento fletor de uma viga típica do edifício do 3º andar com os resultados do modelo “A” e do modelo “D”, a partir de uma análise elastoplástica. Com a introdução do comportamento praticamente rígido da ligação é possível observar uma diferença desprezível entre o momento fletor do modelo convencional e o modelo “D”. Cabendo perfeitamente a aplicação do modelo tradicional de análise para a ligação escolhida.

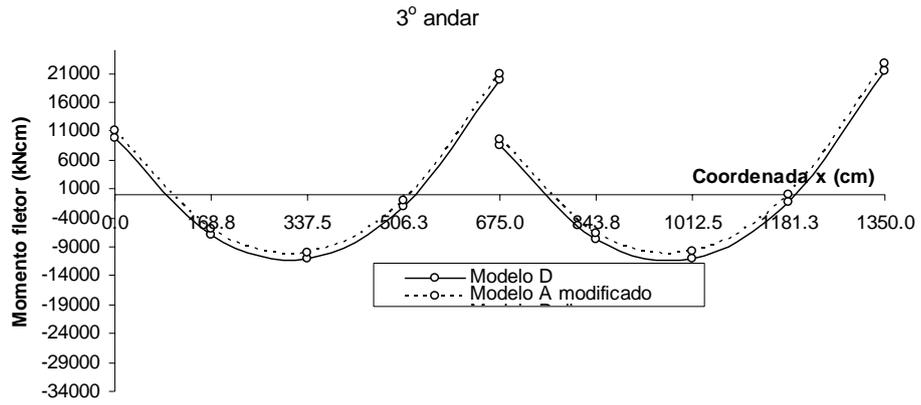


Figura 4.51 – Diagrama de momento fletor para a viga do 3º andar dos modelos “A” modificado e “D” para $P/P_w = 0,7$.

CAPÍTULO V

CONCLUSÕES

A primeira fase do presente estudo tratou de identificar possíveis soluções estruturais para o mesmo edifício. Três soluções principais foram propostas: o pórtico totalmente rígido (modelo “A”), o pórtico rotulado no eixo central (modelo “B”) e o pórtico contraventado (modelo “C”). Para cada um destes modelos a estrutura foi considerada com e sem a interação da laje de concreto com as vigas metálicas.

Para cada um destes modelos foram aplicados métodos aproximados propostos em normas nacionais e internacionais para avaliar os efeitos de 2ª ordem. Foram realizadas comparações em termos de deslocamentos horizontais e esforços solicitantes obtidos através da análise convencional, de 1ª ordem, e as análises aproximadas, da mesma forma que foi empregada uma metodologia de Análise Avançada.

Nesta primeira etapa, com relação aos deslocamentos horizontais no topo, dentre os três modelos analisados, o modelo “B” apresentou os maiores valores, devido à sua evidente inconsistência estrutural na linha dos pilares centrais, e o modelo “C” contraventado, os menores valores. Da mesma forma, observando os momentos fletores, o modelo “B” apresentou os maiores valores e o modelo “C” os menores valores. Observando a força normal, da mesma forma, a diferença foi menos acentuada entre os modelos.

Em termos de efeitos locais de segunda ordem, a estrutura apresentou pouca influência do efeito P- δ observando os valores de B_1 . Analisando os efeitos globais, o modelo “A” foi classificado como de baixa deslocabilidade até a relação de carga $P/P_w = 1,1$. Neste caso, segundo o texto revisão da NBR 8800- Projeto de Revisão (Setembro de 2006), os efeitos das tensões residuais não necessitam ser considerados na análise, somente os efeitos das imperfeições geométricas devem ser considerados.

Comprovando sua sensibilidade aos efeitos de 2ª ordem, o modelo “B” apresentou um comportamento extremo inferior dentre os três modelos. Para a relação

$P/P_w = 2$ a estrutura foi classificada como de alta deslocabilidade, mas até $P/P_w = 1,5$ a estrutura foi classificada como de média deslocabilidade. Da mesma forma que o modelo “A”, o modelo “B” apresentou pouca influência do efeito P- δ .

Em contrapartida, o modelo “C” apresentou um comportamento extremo superior dentre os três modelos. Classificou-se como de baixa deslocabilidade para todas as relações de carga e apresentou pouca influência do efeito P- δ .

A introdução da laje contribuiu para reduzir os deslocamentos horizontais dos modelos “A” e “B”, diferentemente do modelo “C” que ap

relação ao modelo “A”, mas analisando o critério de ocupação da estrutura, a colocação de contraventamentos nos vãos de fechamento obstrui a passagem e impede a colocação de elementos arquitetônicos como portas e janelas. Assim sendo, destacou-se o modelo “A” para uma análise refinada através da incorporação do comportamento real da ligação.

Na segunda etapa do estudo, foram aplicadas algumas tipologias de ligações comumente conhecidas no modelo estrutural “A”. Análises comparativas com o modelo original com as ligações rígidas foram realizadas e resultados representativos foram obtidos. O modelo “E”, que representa o modelo “A” com ligações semi-rígidas metálicas com cantoneira de topo, alma e assento nos três eixos, apresentou uma flexibilidade maior que o modelo “F”, originado do modelo “A” com ligações semi-rígidas mistas com cantoneiras de alma e assento no eixo central e nos eixos extremos ligações semi-rígidas metálicas com cantoneira de topo, alma e assento. Observando os deslocamentos obtidos, o modelo “F” apresentou maiores valores que o modelo “E”. Tanto o modelo “E” quanto o modelo “F” apresentaram deslocamentos bem superiores ao modelo original “A” devido à introdução das ligações semi-rígidas. Os resultados de momentos fletores no vão da viga dos modelos “E” e “F” apresentaram-se bem superiores ao modelo original “A”, conforme indicam Figs. 4.43 e 4.47. Foi possível observar que uma ligação aparentemente interpretada como perfeitamente rígida, ligação com cantoneira de topo, alma e assento, demonstrou uma flexibilidade considerável frente à idealização de rígida.

Na tentativa de se obter fisicamente uma ligação rígida, definiu-se o modelo “D”, introduzindo ligações com placa de extremidade estendida. Para obter uma ligação com classificação rígida, foi necessário alterar os perfis das colunas. As análises comparativas foram feitas em cima desta geometria modificada considerando as ligações, representado pelo modelo “D”, ou não considerando as ligações, representado pelo modelo “A” modificado. A ligação conseguiu representar de forma bem próxima ao comportamento perfeitamente rígido do modelo “A” modificado. Mas em termos econômicos, para se reproduzir tal comportamento, a estrutura apresentou-se “pesada”, ou seja, desperdício de resistência estrutural, não se apresentando viável.

Esta segunda etapa permitiu demonstrar o quanto a passagem da idealização de uma ligação “perfeitamente rígida” ou “rotulada” para o real comportamento é de suma importância. É necessária que a ligação escolhida represente o mais próximo possível o comportamento idealizado na análise estrutural, caso contrário uma escolha inadequada poderá levar a esforços e deslocamentos não previstos na fase de dimensionamento e análise. Nos dias de hoje, considerando que na maioria dos projetos de estrutura de aço as ligações ainda são calculadas pelo FORNECEDOR (aquele que detalha o projeto unifilar e fornece o material), é relevante o PROJETISTA ter conhecimento do comportamento real da ligação e ter uma participação na escolha da ligação, pois somente o PROJETISTA detém o conhecimento do comportamento global da estrutura e dos fatores que podem afetar suas premissas idealizadas na análise estrutural. Com a inserção de modelos matemáticos práticos que representem o comportamento da ligação em normas técnicas, torna-se necessária a difusão deste conhecimento nos escritórios de projeto e não simplesmente restringir a ensaios e estudos acadêmicos.

Como sugestões para trabalhos futuros, haja vista que a análise foi realizada de forma simplificada em cima de um único pórtico, recomenda-se uma análise 3D para a verificação do comportamento global da estrutura, pois outros elementos não considerados, como caixa de elevador por exemplo, podem trazer ganhos na resistência e segurança da estrutura. Observando que as colunas do exemplo estudado apresentaram pouca reserva estrutural inelástica, uma solução mista aço-concreto para as colunas pode ser sugerida para ganho de resistência.

Tendo em vista a grande possibilidade de soluções possíveis para determinada ligação escolhida alterando simplesmente quantidade de linhas de parafusos ou aumentando espessura de chapas, o desenvolvimento de um método computacional otimizado que considere a flexibilidade da ligação integrado à análise estrutural tornará o método mais prático para aplicação em projeto de cálculo estrutural.

Sabendo-se que não foi tema da presente dissertação a questão da segurança contra incêndio, recomenda-se investigar as possíveis condições de incêndio às quais a edificação poderá ser sujeita, e analisar seu comportamento estrutural sob condições de temperaturas elevadas, tendo em vista a vulnerabilidade do aço.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT NBR 6118 (2003):
Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro. ABNT – Associação
- ABNT NBR 8800 – Projeto de Revisão (Setembro 2006):
Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro. ABNT – Associação
- AHMED, B., NETHERCOT, D.A., (1997), “Prediction of Initial Stiffness and Available Rotation Capacity of Major Axis Composite Flush Endplate Connections”, v. 41, issue 1, pp. 31-60.
- AISC (2005) Specification, 2005, , American Institute of Steel Construction, Chicago.
- ANDERSON, D., COLSON, A., JASPART, J.P., 1995, “Connections and Frame Design for Economy”, no. 4.
- BARAKAT, M.A-K., 1989,
. Ph.D. Thesis, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, IN.
- BARSAN, G.M., CHIOREAN, C.G., 1999, “Computer Program for Large Deflection Elasto-Plastic Analysis of Semi-Rigid Steel Frameworks”, v. 72, issue 6, pp. 699-711.
- BJORHOVDE, R., 1984, “Effect of End Restraint on Column Strength: Practical Applications”, v. 20, n.1, First Quarter.
- BJORHOVDE, R., COLSON, A., BROZZETTI, J., 1990, “A Classification System for Beam-to-Column Connections”, v. 116, n.11, pp. 3059-3076.
- CHAN, S.-L., CHUI, P.P.T., 1997, “A Generalized Design-Based Elasto-Plastic Analysis of Steel Frames by Sections Assemblage Concept”.
v. 19, n.8, pp. 628-636.
- CHAN, S.-L., CHUI, P.P.T., 2000,
. Oxford, Elsevier.
- CHEN, W.F., LUI, E.M., 1986, New York, Elsevier.

- CHEN, W.F., LUI, E.M., 1991, . 1st Boca Raton,
Florida , CRC Press, inc.
- CHEN, W.F., TOMA, S., 1994, . Boca Raton,
Florida , CRC Press, inc.
- CHEN, W.F., SOHAL, I., 1995,
New York: Springer-Verlag.
- CHEN, W.F., GOTO, Y., LIEW, J.Y.R., 1996, .
New York, John Willey & Sons, inc.
- CHEN, W.F., KIM, S.-E., 1997, . Florida,
CRC Press, inc.
- ECCS (1999):
Technical Committee 11 – Composite Structures. “Design of Composite Joints
for Buildings”, n.109, 1st Edition. Brussels: European Committee for
Standardization.
- EUROCODE 3, (1992) ENV 1993-1-1, - Part 1.1
General Rules and Rules for Buildings, European Committee for
Standardization-CEN, Brussels.
- EUROCODE 3, (1997) ENV 1993-1-1:1992/A2, Annex J,
European Committee for Standardization-CEN,
Brussels.
- EUROCODE 3, (2003), prEN 1993-1-8, Part 1.8: Design
of Joints (“stage 49 draft”) European Committee for Standardization-CEN,
Brussels.
- EUROCODE 3, (2003) prEN 1993-1-1, - Part 1.1
General Rules and Rules for Buildings, (“stage 34 draft”) European Committee
for Standardization-CEN, Brussels.
- EUROCODE 4, (1994) ENV 1994-1-1,
- Part 1.1 General Rules and Rules for Buildings, European
Committee for Standardization-CEN, Brussels.
- FAELLA, C., PILUSO, V., RIZZANO, G., 1996b, “Some Proposals to Improve EC3-
Annex J Approach for Predicting the Moment-Rotation curve of Extended-End
Plate Connections”, no. 4, pp. 15-31.

- FAELLA, C., PILUSO, V., RIZZANO, G., 1997, “A New Method to Design Extended End Plate Connections and Semirigid Braced Frames”,
v. 41, issue 1, pp. 61-91.
- FAELLA, C., PILUSO, V., RIZZANO, G., 2000,
. 1st Boca Raton, Washington, D.C., CRC Press, inc.
- FRYE, M.J., MORRIS, G.A. 1975, “Analysis of Flexibility Connected Steel Frames”,
v. 2, pp. 280-291.
- GALVÃO, A.S., 2004,
. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), PUC-RIO, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- GERARDY, J.C., SCHLEICH, J.B., 1991, Semi-Rigid Action in Steel Frame Structures, Report on ECSC Agreement, no 7210-SA/507, Arbed Recherches, Luxembourg, November.
- GOVERDHAN, A.V., 1983,
M.S. Thesis,
Vanderbilt University , Nashville, TN.
- KIM, S.-E., CHEN, W.F., 1997, “Design guide for Steel Frames Using Advanced Analysis Program”,
v. 21, issue 4, pp. 352-364.
- KIM, S.-E., CHEN, W.F., 1998, “Sensitivity Study on Number of Elements in Refined Plastic-Hinge Analysis”,
v. 66, n.5, pp. 665-673.
- KIM, S.-E., CHEN, W.F., 1999, “An Innovative Design for Steel Frame Using Advanced Analysis”,
Boca Raton, CRC Press, pp. 1542-1598.
- KISHI, N., CHEN, W.F., 1986, Data Base of Steel Beam-to-Column Connections, Vol. 1 and 2, Structural Engineering Report no. CE-STR-86-26, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, IN.
- KISHI, N., CHEN, W.F., 1987, “Moment-Rotation Relations of Semirigid Connections with Angles”,
ASCE v. 116, issue 7, pp. 1813-1834.
- KISHI, N., CHEN, W.F., MATSUOKA, K.G., NOMACHI, S.G., 1987a, “Moment-Rotation Relations of Top- and Seat-Angle with Double Web-Angle Connections”, Proc. Workshop on Connections and the Behaviour, Strength and Design of Steel Structures, Elsevier Applied Science, London.

- KISHI, N., CHEN, W.F., MATSUOKA, K.G., NOMACHI, S.G., 1987b, “Moment-Rotation Relations of Single-Double Web-Angle Connections”, Proc. Workshop on Connections and the Behaviour, Strength and Design of Steel Structures, Elsevier Applied Science, London.
- KISHI, N., 1994, Semi-Rigid Connections, in “
Ed. Chen W.F. e Toma S., Boca Raton, Florida , CRC Press, inc.
- LANDESMANN, A., BATISTA, E.M., ALVES, J.L.D., 2001, “Implementação de Modelo Avançado para Análise Estrutural com Ligações Semi-Rígidas”,
, São Paulo.
- LANDESMANN, A., 2003,
. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- LANDESMANN, A., BATISTA, E.M., 2005, “Advanced Analysis of steel Framed Building Using the Brazilian Standard and Eurocode-3”,
v. 61, issue 8, pp. 1051-1074.
- LIEW, J.Y.R., WHITE, D.W., CHEN, W.F., 1993, “Limit-States Design of Semi-Rigid Frames Using Advanced Analysis: Part 1: Connection modeling and Classification”,
v. 26, issue 1, pp. 1-27.
- LIEW, J.Y.R., WHITE, D.W., CHEN, W.F., 1993, “Limit-States Design of Semi-Rigid Frames Using Advanced Analysis: Part 2: Analysis and Design”,
v. 26, issue 1, pp. 1-27.
- LIEW, J.Y.R., WHITE, D.W., CHEN, W.F., 1993a, “Second-Order Refined Plastic-Hinge Analysis for Frame Design, Part I”,
v. 119, n.11, pp. 3196-3216.
- LIEW, J.Y.R., WHITE, D.W., CHEN, W.F., 1993b, “Second-Order Refined Plastic-Hinge Analysis for Frame Design, Part II”,
v. 119, n.11, pp. 3217-3236.
- LIEW, J.Y.R., CHEN, W.F., CHEN, H., 2000, “Advanced Inelastic Analysis of Frame Structures”,
v. 55, issues 1-3, pp. 245-265.
- LIMA, L.R.O. de, VELLASCO, P.S.G. da S., ANDRADE, S. A. L., 1999, “Bolted Semi-Rigid Connections in the Column’s Minor Axis”.

- Técnica de Praga. v. 2. p. 473-476.
- LIMA, L.R.O., 2003, . Tese (Doutorado em Engenharia Civil, Concentração: Estruturas), PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MAGGI, Y.I., 2004, . Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas), Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil.
- MONCARZ, P.D., GESTLE, K.H., 1981, “Steel Frames With Nonlinear Connections”, ASCE v. 107, pp. 1427-41.
- NETHERCOT, D.A., 1985, “Steel Beam to Columns Connections – A Review of Test Data and Their Applicability to the Evaluation of the Joint Behaviour of the Performance of Steel Frames”, CIRIA, London, England.
- NETHERCOT, D.A., 1995, “Semirigid joint Action and the Design Nonsway Composite Frames”, E v. 17, issues 8, pp. 554-567.
- NETHERCOT, D.A., 2000, “Frame Structures: Global Performance, Static and Stability Behavior General Report”, v. 55, issues 1-3, pp. 109-124.
- NETHERCOT, D.A., 2002, “The Importance of Combining Experimental and Numerical Study in Advancing Structural Engineering Understanding”, v. 58, issue 10, pp. 1283-1296.
- OLIVEIRA, T.J.L. de, 2003, . Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- POWELL, G.H., 1969, “Theory of Nonlinear Elastic Structures”, v. 95, nST12, pp. 2687-2701.
- QUEIROZ, G., PIMENTA; R.J., MATA, L.A.C. da, 2001, 1ª ed. Belo Horizonte, O Lutador.
- SILVA, R.G.L. da., 2004, . Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade Federal de Minas Gerais.

- TSCHEMMERNEGG, F., HUMER, C., 1988a, "A Non-Linear Joint model for the Design of Structural Steel Frames", no. 1.
- TSCHEMMERNEGG, F., HUMER, C., 1988b, "The Design of Structural Steel Frames Under Consideration of the Non-Linear Behaviour of Joints", v. 11, pp. 73-103.
- VAN DOUVEN, A.A., 1981, "Design for Economy in Bolted and Welded Connections", Proc. Int. , Tesside Polytechnic, Middlesbrough, England.
- WEINAND, K., 1992, SERICON – Databank on Joints in Buildings Frames, Proceedings of the 1st COST C1 Workshop, Strasbourg, October 28-30.

ANEXO A

Cálculo dos fatores de amplificação B_1 e B_2 segundo AISC (2005)

- Coeficiente B_1 :

P/Pw	1o andar (pilar 23)		
	P _{nt}	P _{lt}	P _{nt} + P _{lt}
0.1	296	18	314
0.3	887	54	941
0.5	1478	90	1568
0.7	2069	126	2195
1	2956	180	3136
1.1	3252	198	3450
1.5	4434	270	4705
2	5912	361	6273
3	8868	541	9409
5	14780	901	15682

Aplicando as Eqs. 2.4 e 2.3 para P/P_w = 0,1 para o térreo temos:

$$i_1 = \frac{\pi^2}{\left(\frac{1}{1}\right)^2} = \frac{\pi^2 20500}{(0,86 \cdot 290)^2} = 204373$$

$$i_1 = \frac{1,0}{1 - \frac{314}{204373}} = \frac{1,0}{1 - \frac{314}{204373}} = 1,0015 \geq 1,0$$

- Coeficiente B_2 :

P/Pw	1o andar			
	P _{nt1}	P _{nt2}	P _{nt3}	Σ P _{nt}
0.1	296	476	296	1067
0.3	887	1427	888	3202
0.5	1478	2379	1479	5336
0.7	2069	3331	2071	7471
1	2956	4758	2959	10673
1.1	3252	5234	3254	11740
1.5	4434	7137	4438	16009
2	5912	9516	5917	21345
3	8868	14274	8876	32018
5	14780	23790	14793	53363

Aplicando as Eqs. 2.7 e 2.6 para P/P_w = 0,1 para o térreo temos:

$$\sum_2 = \sum \frac{\pi^2}{\binom{2}{2}^2} = \left(2 \frac{\pi^2 20500 \ 63075}{(1,86 \ 290)^2} + \frac{\pi^2 20500 \ 73779}{(1,71 \ 290)^2} \right)$$

$$\sum_2 = 148425$$

$${}_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum}{\sum_2}} = \frac{1}{1 - \frac{1027}{148425}} = 1,0069 \geq 1,0$$

ANEXO B

Aplicação do método dos componentes para ligação com placa de extremidade estendida

Representando novamente a Figura 4.25 da ligação adotada para o modelo “D”:

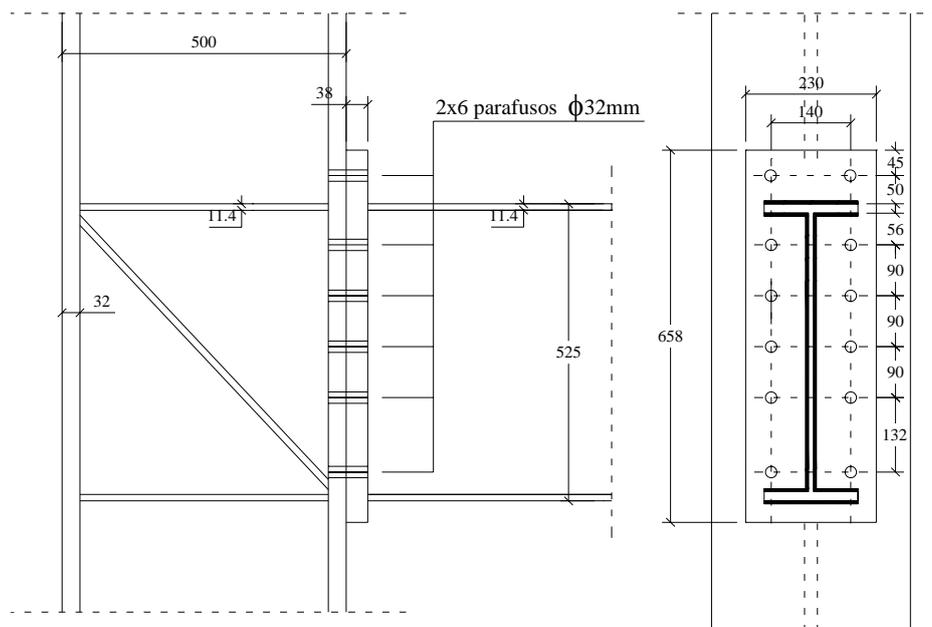


Figura 4.25 – Ligação metálica típica com placa de extremidade estendida proposta para o modelo “D”.

Segue abaixo o cálculo do momento resistente da ligação:

Aplicando as Eqs. 3.6, 3.12 e 3.29:

$$\begin{aligned}
 &= \frac{300}{1,0} \frac{12850,6}{1,10} \frac{0,9/\sqrt{3}}{1000} + 672,2 = 2493,2 \quad (\text{coluna com enrijecedor}) \\
 &= \infty \quad (\text{coluna com enrijecedor}) \\
 &= \frac{474}{(525-11,4)/1000} = 923,3
 \end{aligned}$$

- 1ª linha de parafusos (ver Eqs. 3.21, 3.24, 3.26, 3.27, 3.28 e 3.31):

$$1. = \min \left\{ \frac{4}{45,5/1000} \frac{19,3+2}{2,1} \frac{24,6+2}{372,6} \frac{105/1000}{(45,5+105)/1000}; 2 \cdot 372,6 \right\} = 745,2$$

$$1, = \min \left\{ \frac{4 \cdot 10,38}{39/1000}; \frac{2 \cdot 10,38 + 2 \cdot 372,6 \cdot 45/1000}{(39 + 45)/1000}; 2 \cdot 372,6 \right\} = 648,8$$

$$1, = \frac{0,81 \cdot 285,9 \cdot 25 \cdot 300}{1,10 \cdot 1000} = 1573,3$$

$$1, = \min \{2493,35; \infty; 923,3; 745,3; 648,8; 1573,3\}$$

$$1, = 648,8$$

- 2ª linha de parafusos (ver Eqs. 3.21, 3.24, 3.26, 3.27, 3.28 e 3.32a a 3.32e):

$$1, = 745,2$$

$$2, = 745,2$$

$$1, = 1573,3$$

$$1, = \frac{340,6 \cdot 8,9 \cdot 345}{1,10 \cdot 1000} = 950,7$$

$$2, = \min \{2493,35 - 648,8; \infty; 923,3 - 648,8; 745,3; 1573,3; 745,2; 950,7\}$$

$$2, = 274,5$$

Uma vez que a resistência foi limitada pelo colapso da mesa e alma da viga em compressão, a terceira linha não contribui para a resistência da ligação.

$$1, = 648,8 \cdot 569,3/1000 + 274,5 \cdot 451,9/1000 \text{ (Eq. 3.1)}$$

$$1, = 493,4$$

Por último segue o cálculo da rigidez inicial:

- 1ª linha de parafusos (ver Eqs. 3.37 a 3.40 e 3.2):

$$= 205000 \frac{0,9 \cdot 109 \cdot 38^3}{39^3} = 19109158 \quad /$$

$$= \frac{205000 \cdot 1,6 \cdot 0,78 \cdot 804,2}{110,3} = 2391598 \quad /$$

$$= \frac{205000 \cdot 0,9 \cdot 116 \cdot 31,5^3}{45,5^3} = 7107650 \quad /$$

$$= \frac{205000 \cdot 0,7 \cdot 116 \cdot 25}{408,7} = 1455810 \quad /$$

$$,1 = \frac{1}{\frac{1}{19109158} + \frac{1}{2391598} + \frac{1}{7107650} + \frac{1}{1455810}}$$

$$,1 = 770382 \quad / \quad ,1 = 569,3$$

- 2ª linha de parafusos (ver Eqs. 3.37 a 3.40 e 3.2):

$$= 12034148 \quad /$$

$$= 2391598 \quad /$$

$$= 9407839 \quad /$$

$$= 1684652 \quad /$$

$$,2 = \frac{1}{\frac{1}{12034148} + \frac{1}{2391598} + \frac{1}{9407839} + \frac{1}{1684652}}$$

$$,2 = 832559 \quad / \quad ,2 = 451,9$$

- 3ª/4ª/5ª linhas de parafusos (ver Eqs. 3.37 a 3.40 e 3.2):

$$= 8350896 \quad /$$

$$= 2391598 \quad /$$

$$= 8056562 \quad /$$

$$= 1650169 \quad /$$

$$,3 = ,4 = ,5 = \frac{1}{\frac{1}{8350896} + \frac{1}{2391598} + \frac{1}{8056562} + \frac{1}{1650169}}$$

$$,3 = ,4 = ,5 = 788644 \quad /$$

$$,3 = 361,9 \quad ,4 = 271,9 \quad ,5 = 181,9$$

- 6ª linha de parafusos (ver Eqs. 3.37 a 3.40 e 3.2):

$$= 1204148 \quad /$$

$$= 2391598 \quad /$$

$$= 9407839 \quad /$$

$$= 1684652 \quad /$$

$$.6 = \frac{1}{\frac{1}{1204148} + \frac{1}{2391598} + \frac{1}{9407839} + \frac{1}{1684652}}$$

$$.6 = 832559 \quad /$$

$$_6 = 50,3$$

Aplicando as equações $\sum_{=1}^2$ e $\sum_{=1}$, temos:

$$= 406$$

$$= 3691499 \quad /$$

$$= \frac{0,38 \cdot 205000 \cdot 12850,6}{1 \cdot 406} + 534382 = 2998025 \quad / \quad (\text{Eq. 3.35b})$$

$$= \infty \quad (\text{Eq. 3.36b})$$

Finalmente, utilizando a Eq. 3.5 temos:

$$\theta = \frac{(406/1000)^2}{\frac{1}{3691499} + \frac{1}{2998025}}$$

$$\theta = 273156$$

Classificação segundo a rigidez (ver item II.3.3.1):

$$\frac{25 \cdot 205000 \cdot 10^3 \cdot 34206,8 \cdot 10^{-8}}{6,75}$$

$$M_{cr} = 259718$$

$$\theta = 273156 > 259718 \rightarrow \text{rígida}$$

Classificação segundo a resistência ao momento fletor:

$$M_{cr} = 0,9 \cdot 1527,2 \cdot 345/1000 = 474$$

$$M_{cr} = 0,9 \cdot 6359 \cdot 300/1000 = 1717$$

$$M_{cr} = 493,4 > M_{cr} = 474 \rightarrow \text{completamente resistente}$$

Segue abaixo a representação da curva M-θ adotada para a ligação acima:

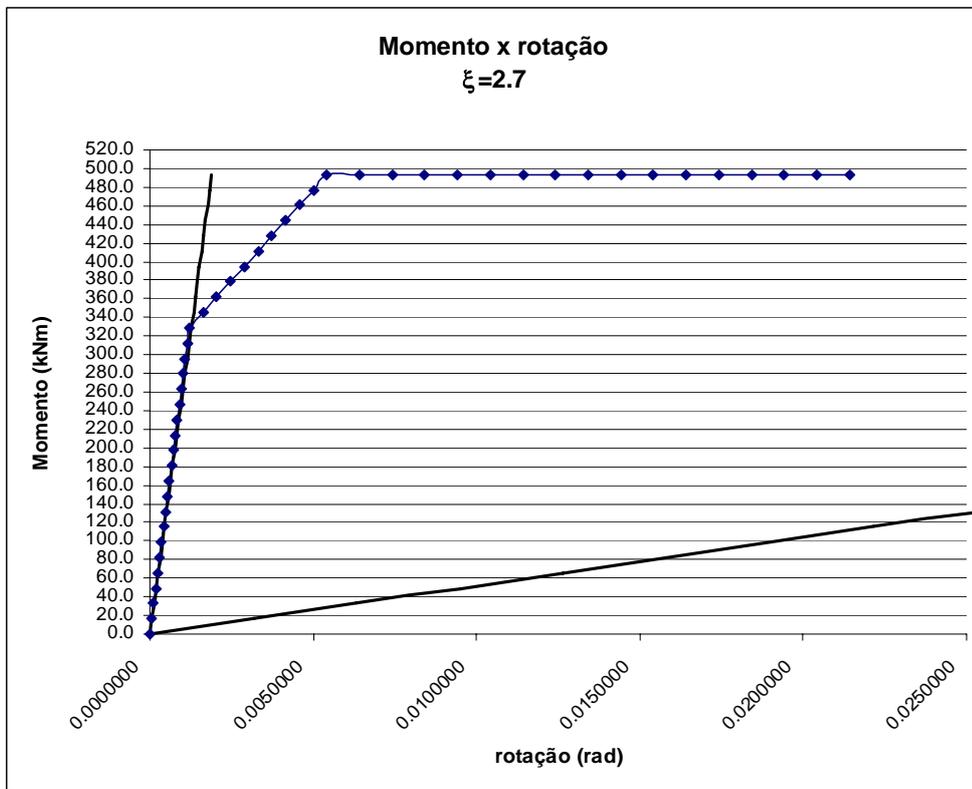
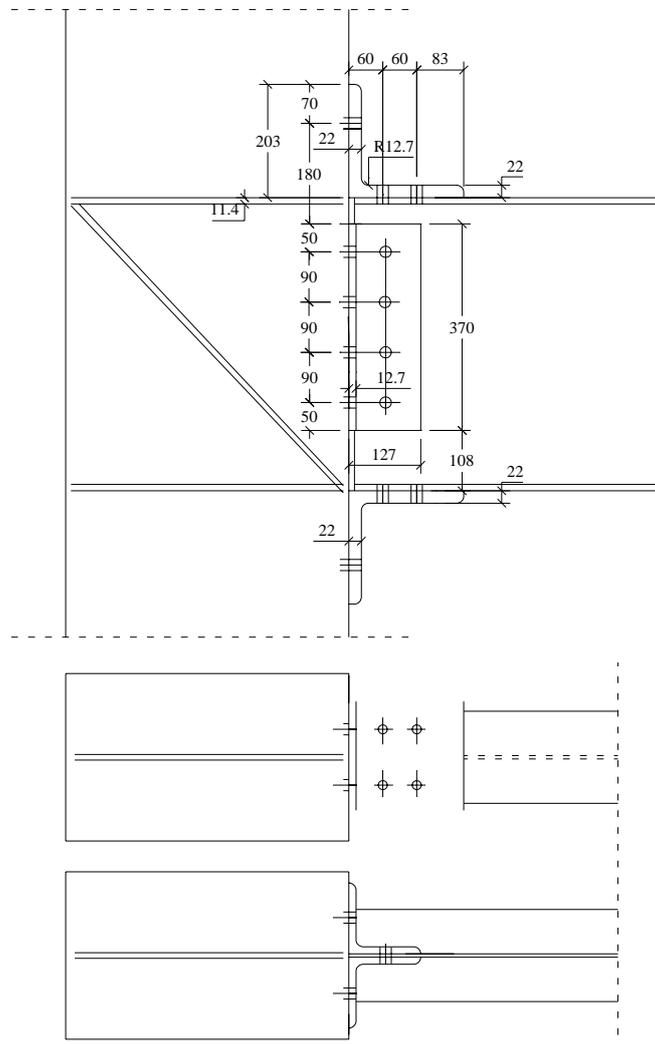


Figura B.2 – Curva M-θ adotada para todos os andares do modelo “D”.

ANEXO C

Aplicação do método dos componentes e modelo de Kishi e Chen (1987) para ligação com cantoneira de topo, alma e assento

A Figura 4.27 da ligação adotada para o modelo “E” está apresentada novamente abaixo:



da ligação apresentada na Fig. 4.27 foi adotada para todos os andares do edifício. Sabendo-se que o momento resistente da ligação é caracterizado apenas pelas resistências dos componentes da ligação baseado no modelo de KISHI e CHEN (1987), a variação do perfil da coluna por andar somente governa o valor rigidez inicial da ligação, desta forma, para diferentes perfis de coluna todas as ligações possuem a mesma resistência com rigidez distinta:

$$M_{0,0} = M_{0,0} = \frac{195 \cdot 22^2}{4} \cdot 250/10^6 = 5,9 \quad (\text{Eq. 3.42})$$

$$M_{0,0} = 195 \cdot 22 \frac{250 \cdot 10^{-3}}{2} = 1072,5 \quad (\text{Eq. 3.43})$$

$$= 203 - 70 - 1,6 \cdot 28,6/2 - 3/2 \cdot 22 - 12,7 = 64,4 \quad (\text{Fig. 3.10})$$

$$- = \frac{64,4}{22} = 2,93 \quad (\text{Eq. 3.48})$$

$$M_2 = (\sqrt{27 \cdot 2,93^4 + 256} + 3\sqrt{3} \cdot 2,93^2)^{1/3} = 4,51 \quad (\text{Eq. 3.49})$$

$$M_3 = (\sqrt{27 \cdot 2,93^4 + 256} - 3\sqrt{3} \cdot 2,93^2)^{1/3} = 1,41 \quad (\text{Eq. 3.50})$$

$$M_1 = \sqrt{4,51 - 1,41} = 1,76 \quad (\text{Eq. 3.48})$$

$$= 1072,5 \cdot 0,3385 \left[\left(\frac{6,4474 \cdot 2,93 - 1,76^3}{1,76} \right)^{1/2} - 1,76 \right] = 361,6 \quad (\text{Eq. 3.47})$$

$$= \frac{361,7 \cdot 64,4}{2 \cdot 1000} = 11,6 \quad (\text{Eq. 3.45})$$

$$M_{0,0} = 12,7 \frac{250 \cdot 10^{-3}}{2} = 1587,5 \quad (\text{Eq. 3.54})$$

$$= 65 - 12,7 - 0,8 \cdot 12,7 = 42,14 \quad (\text{Eq. 3.62})$$

$$\psi_1 = 1,89 - 3,22 \left(\frac{12,7}{28,6 \sqrt{42,14/28,6}} \right) = 0,71 \quad (\text{Eq. 3.63})$$

$$* = 42,14 - 0,71 \left(\frac{1,6 \cdot 28,6}{2} + \frac{12,7}{2} + 0,2 \cdot 12,7 \right) = 19,52 \quad (\text{Eq. 3.61})$$

$$= 19,52 \cdot 370 / (3 \cdot 90 + 50) = 22,57 \quad (\text{Fig. 3.12})$$

$$- = \frac{22,57}{12,7} = 1,78 \quad (\text{Eq. 3.56})$$

$$M_2 = (\sqrt{27 \cdot 1,78^4 + 256} + 3\sqrt{3} \cdot 1,78^2)^{1/3} = 3,40 \quad (\text{Eq. 3.57})$$

$$\dot{\epsilon}_3 = (\sqrt{27 \cdot 1,78^4 + 256} - 3\sqrt{3} \cdot 1,78^2)^{1/3} = 1,87 \quad (\text{Eq. 3.58})$$

$$\dot{\epsilon}_1 = \sqrt{3,40 - 1,87} = 1,24 \quad (\text{Eq. 3.56})$$

$$\dot{\epsilon}_2 = 1587,5 - 0,3385 \left[\left(\frac{6,4474 \cdot 1,78 - 1,24^3}{1,24} \right)^{1/2} - 1,24 \right] = 827,5 \quad / \quad (\text{Eq. 3.55})$$

com ϵ_{\max})

$$= \frac{1587,5 + 827,5}{2} \cdot 370/1000 = 446,8 \quad (\text{Eq. 3.59})$$

$$= \frac{1}{3} \cdot \frac{2 \cdot 827,5 + 1587,5}{827,5 + 1587,5} \cdot 370 = 165,6 \quad (\text{Eq. 3.60})$$

$$\epsilon_{\text{m}} = (5,9 + 11,6 + 361,6 \cdot (525 + 22)/1000) / 1,10 = 195,7 \quad (\text{Eq. 3.51})$$

Desta forma temos:

$$\epsilon_{\text{m}} = (2 \cdot 446,8(165,6 + 108 + 22/2) / 1000) / 1,10 + 195,7 \quad (\text{Eq. 3.65})$$

$$\epsilon_{\text{m}} = 426,9$$

Por último segue o cálculo da rigidez inicial aplicando o método dos componentes:

- 1ª linha de parafusos:

$$= 205000 \frac{0,5 \cdot 97,5 \cdot 22^3}{100,8^3} \left(\frac{4 \cdot 3,21}{4 \cdot 3,21 + 3} \right) \left(\frac{525 + 22}{669} \right)^2 = 56240 \quad / \quad (\text{Eqs. 3.67})$$

e 3.72)

$$= \frac{16 \cdot 28,6^2 \cdot 825}{16} \left(\frac{525 + 22}{669} \right)^2 = 451137 \quad / \quad (\text{Eq. 3.75})$$

$$= \frac{205000 \cdot 0,9 \cdot 110 \cdot 9,5^3}{32,25^3} = 519991 \quad / \quad (\text{Eq. 3.38})$$

$$= 24 \cdot 0,899 \cdot 2,063 \cdot 28,6 \cdot 400 \left(\frac{525 + 22}{669} \right)^2 = 340520 \quad / \quad (\text{Eqs. 3.68})$$

e 3.76)

$$= \frac{205000 \cdot 1,6 \cdot 0,78 \cdot 642,2}{67,97} = 2418272 \quad / \quad (\text{Eq. 3.40})$$

$$= 24 \cdot 0,93 \cdot 1,069 \cdot 28,6 \cdot 400 \left(\frac{525+22}{669} \right)^2 = 182453 \quad / \quad (\text{Eq. 3.68 e 3.76})$$

$$= \frac{205000 \cdot 0,7 \cdot 110 \cdot 6,5}{455,8} = 322318 \quad / \quad (\text{Eq. 3.37})$$

$$i_1 = \frac{1}{\frac{1}{322318} + \frac{1}{519991} + \frac{1}{2418272} + \frac{1}{56240} + \frac{1}{451137} + \frac{1}{340520} + \frac{1}{182453}}$$

(Eq. 3.66)

$$i_1 = 29377 \quad / \quad i_1 = 669$$

- 2ª linha de parafusos:

$$= \frac{205000 \cdot 0,5 \cdot 95 \cdot 12,7^3}{42,14^3} \left(\frac{4 \cdot 0,83}{4 \cdot 0,83 + 3} \right) = 140034 \quad /$$

$$= 94291 \quad /$$

$$= 2801633 \quad /$$

$$= 356871 \quad /$$

$$i_2 = \frac{1}{\frac{1}{140034} + \frac{1}{94291} + \frac{1}{2801633} + \frac{1}{356871}} = 47834 \quad /$$

$$i_2 = 439$$

- 3ª linha de parafusos:

$$= 132664 \quad / \quad (\text{Eq. 3.73})$$

$$= 89415 \quad /$$

$$= 2801633 \quad /$$

$$= 263093 \quad /$$

$$i_3 = \frac{1}{\frac{1}{132664} + \frac{1}{89415} + \frac{1}{2801633} + \frac{1}{263093}} = 43707 \quad /$$

$$i_3 = 349$$

- 4ª linha de parafusos:

$$= 140034 \quad /$$

$$= 94291 \quad /$$

$$= 2801633 \quad /$$

$$= 263093 \quad /$$

$$.4 = \frac{1}{\frac{1}{140034} + \frac{1}{94291} + \frac{1}{2801633} + \frac{1}{263093}} = 45653 \quad /$$

$$_4 = 259$$

$$= \frac{29623 \cdot 669^2 + 47834 \cdot 439^2 + 43707 \cdot 349^2 + 45653 \cdot 259^2}{29623 \cdot 669 + 47834 \cdot 439 + 43707 \cdot 349 + 45653 \cdot 259} = 454$$

(Eq. 3.70)

$$= \frac{29623 \cdot 669 + 47834 \cdot 439 + 43707 \cdot 349 + 45653 \cdot 259}{454} = 149170 \quad /$$

(Eq. 3.69)

$$= \frac{0,38 \cdot 205000 \cdot 3666,4}{1 \cdot 447} + 470899 = 1109597 \quad / \quad (\text{Eq. 3.35b})$$

$$= \infty \quad (\text{Eq. 3.36b})$$

$$= \frac{16 \cdot 28,6^2 \cdot 825}{16} = 674817 \quad / \quad (\text{Eq. 3.75})$$

$$= 509355 \quad / \quad (\text{Eq. 3.76})$$

Finalmente:

$$\theta = \frac{(454/1000)^2}{\frac{1}{149170} + \frac{1}{1109597} + \frac{1}{674817} + \frac{1}{509355}} \quad (\text{Eq. 3.71})$$

$$\theta = 18643$$

Classificação segundo a rigidez (ver item II.3.3.1):

$$= \frac{25 \cdot 205000 \cdot 10^3 \cdot 34206,8 \cdot 10^{-8}}{6,75}$$

$$k_{\theta} = 259718$$

$$\theta = 18643 > 0,5 \cdot 259718 / 25 = 5194 \rightarrow \text{semi-rígida}$$

Classificação segundo a resistência ao momento fletor:

$$M_{Rd} = 474$$

$$0,25 \cdot M_{Rd} = 118,5$$

$$M_{Ed} = 0,9 \cdot 2761 \cdot 300 / 1000 = 745$$

$$(M_{Rd} + M_{Ed}) = 426,9$$

$$0,25 \cdot M_{Rd} = 118,5 < (M_{Rd} + M_{Ed}) < M_{Rd} \rightarrow \text{parcialmente resistente}$$

Segue abaixo a representação da curva M- θ adotada para a ligação acima:

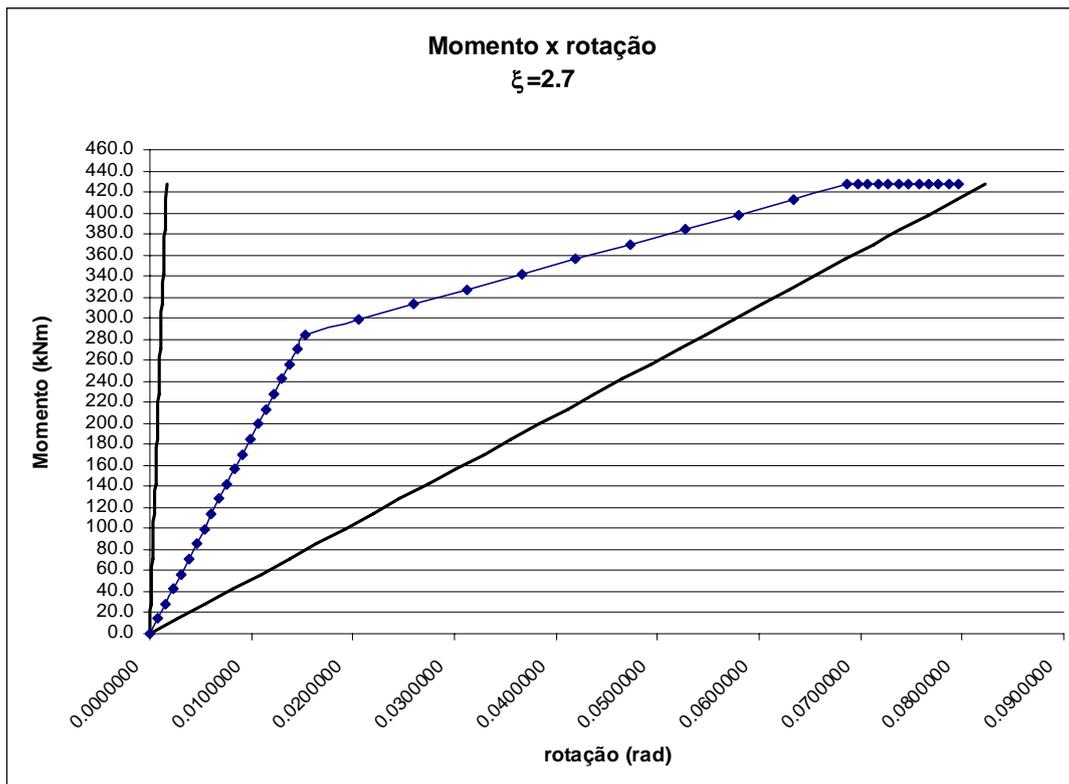
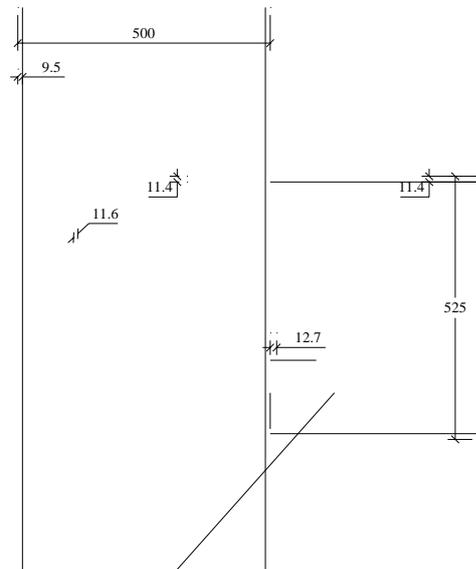


Figura C.1 – Curva M- θ adotada para o 8º ao 11º andar do modelo “E”.

ANEXO D

Aplicação do método dos componentes e modelo de Kishi e Chen (1987) para ligação mista com cantoneira de alma e assento

A Figura 4.29 da ligação adotada para o modelo “F” está apresentada novamente abaixo:



$$(\sigma_{\text{c}} + \sigma_{\text{a}}) = (2 \cdot 446,8(165,6 + 108 + 22/2)/1000)/1,10 + 5,9/1,10$$

$$(\sigma_{\text{c}} + \sigma_{\text{a}}) = 236,5$$

Para a fase posterior à cura do concreto,

A resistência na região comprimida é definida pela menor resistência dentre os componentes envolvidos nesta região:

$$= \min \{ \quad ; \quad ; \quad ; \quad \}$$

$$= \frac{300 \cdot 3666,4 \cdot 0,9/\sqrt{3}}{1,0 \cdot 1,10 \cdot 1000} + 644,2 = 1163,8 \quad (\text{coluna com enrijecedor})$$

$$= \infty \quad (\text{coluna com enrijecedor})$$

$$= \frac{0,6}{\gamma} = \frac{4 \cdot 1 \cdot 825 \cdot 0,6 \cdot 642/1000}{1,25} = 1017,6$$

$$= \frac{2,5\alpha}{\gamma} = \frac{4 \cdot 2,5 \cdot 0,394 \cdot 400 \cdot 28,6 \cdot 22/1000}{1,10} = 901,3$$

$$= \frac{195 \cdot 22 \cdot 250/1000}{\gamma} = \frac{195 \cdot 22 \cdot 250/1000}{1,10} = 975$$

$$= 901,3$$

$$\sigma_1 = \frac{446,8}{1,1} = 406,2 \quad (\text{Eq. 3.78})$$

$$= \frac{901,3 - 406,2}{1,33} = 372,3 \quad (\text{Eq. 3.77}) \quad \rightarrow \quad = 856,25 \quad ^2$$

$$(\sigma_{\text{c}} + \sigma_{\text{a}}) = 236,5 + 372,3(525 + 22/2 + 111)/1000 = 477 \quad (\text{Eq. 3.84})$$

Aplicando o método dos componentes para o cálculo da rigidez inicial, temos:

- 1ª linha de parafusos:

$$= 140034 \quad /$$

$$= 2801633 \quad /$$

$$= 106403 \quad /$$

$$= 356871 \quad /$$

$$.1 = \frac{1}{\frac{1}{140034} + \frac{1}{106403} + \frac{1}{2801633} + \frac{1}{356871}} = 50766 \quad /$$

$$_1 = 439$$

$$= \frac{0,38 \cdot 205000 \cdot 3666,4}{1 \cdot 447} + 470899 = 1109597 \quad /$$

$$= \infty$$

$$, = 674817 \quad /$$

$$= 509355 \quad /$$

$$= \frac{1}{\frac{1}{1109597} + \frac{1}{674817} + \frac{1}{509355}} = 237355 \quad /$$

$$= 0,678 \left(\frac{205000 \cdot 856,25}{500 \cdot ((1+1)/2 + 2,6)} \right) = 66153 \quad /$$

$$= 0,678 \left(\frac{205000 \cdot 856,25}{500 \cdot ((1+1)/2 + 2,6)} \right) = 66153 \quad /$$

Finalmente:

$$\theta = \frac{\frac{439}{237355} (2 \cdot 536 + 111) - 536 \cdot (536 + 111) \left(\frac{1}{237355} + \frac{1}{50766} \right) - 439^2 \left(\frac{1}{66153} + \frac{1}{237355} \right)}{\left(\frac{1}{237355} \right)^2 - \left(\frac{1}{66153} + \frac{1}{237355} \right) \left(\frac{1}{237355} + \frac{1}{50766} \right)} \cdot 10^{-6}$$

$$\theta = 22116$$

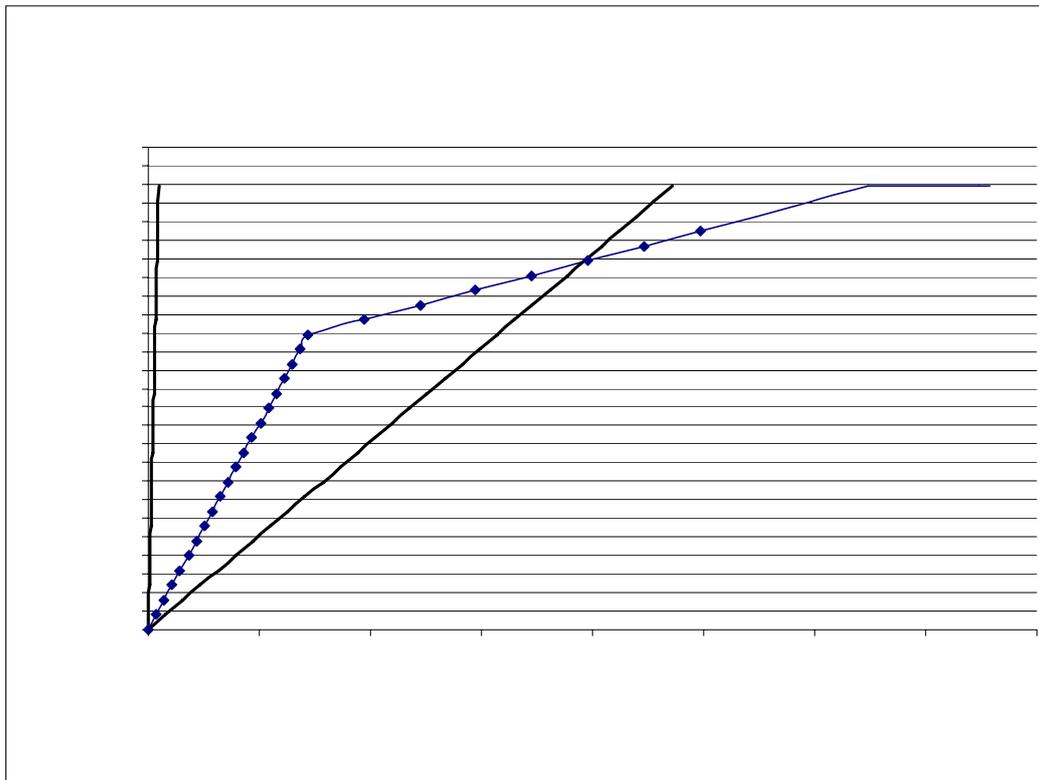
Classificação segundo a rigidez (ver item II.3.3.1):

$$\frac{25 \cdot 205000 \cdot 10^3 \cdot 66715 \cdot 10^{-8}}{6,75}$$

$$= 506540$$

$$\theta = 22116 > 0,5 \cdot 506540 / 25 = 10131 \quad \rightarrow \quad \text{semi-rígida}$$

Segue abaixo a representação da curva M- θ utilizando o método aproximado do Eurocode 3 para a ligação mista semi-rígida:



Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)