



**COPPE/UFRJ**

**ANÁLISE INELÁSTICA DE ESTRUTURAS METÁLICAS COM LIGAÇÕES  
SEMI-RÍGIDAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Juan Manuel Fratti

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadores: Eduardo de Miranda Batista  
Alexandre Landesmann

Rio de Janeiro  
Março de 2009

ANÁLISE INELÁSTICA DE ESTRUTURAS METÁLICAS COM LIGAÇÕES  
SEMI-RÍGIDAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Juan Manuel Fratti

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO  
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE)  
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. Francisco Carlos Rodrigues, D.Sc.

---

Prof. Michèle Schubert Pfeil, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MARÇO DE 2009

Fratti, Juan Manuel

Análise inelástica de estruturas metálicas com ligações semi-rígidas em situação de incêndio / Juan Manuel Fratti. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2009.

XX, 83 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Eduardo de Miranda Batista

Alexandre Landesmann

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2009.

Referencias Bibliográficas: p. 76-83.

1. Ligações semi-rígidas. 2. Estruturas de Aço. 3. Incêndio. I. Batista, Eduardo de Miranda, *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

A Susana,  
aos meus Pais.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a minha tia Susana, por ter me convidado ao Brasil e dado todo o apoio necessário para eu poder começar e terminar meu mestrado.

Aos meus pais, por todo o apoio que sempre me deram em toda minha vida.

Ao meu orientador Alexandre Landesmann, por ter me dado todo o apoio e o incentivo de sempre.

Ao orientador Eduardo de Miranda Batista, pela confiança e auxílio.

A todos os colegas do mestrado, em especial ao: João, Aldo, Lúcio, Bruno, Hector, Diego, Aloísio, Rosana, Tamara, Flavia, Daniel e Paulo.

A todos os professores do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ, pelos ensinamentos e atenção durante o curso.

À CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior), pelo apoio financeiro.

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

## ANÁLISE INELÁSTICA DE ESTRUTURAS METÁLICAS COM LIGAÇÕES SEMI-RÍGIDAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Juan Manuel Fratti

Março/2009

Orientadores: Eduardo de Miranda Batista  
Alexandre Landesmann

Programa: Engenharia Civil

Apresenta-se neste trabalho um estudo do comportamento não-linear de ligações metálicas do tipo “chapa de topo” em situação de incêndio. Para tal, um modelo numérico-computacional é proposto tomando-se por base o método dos componentes (Eurocódigo 3), permitindo-se a determinação de curvas Momento-Rotação-Temperatura (M-R-T) de ligações para diferentes níveis de carregamento e de altas temperaturas. A variação das propriedades térmicas e mecânicas dos materiais, aço estrutural e demais componentes da ligação, sob altas temperaturas é levada em consideração. As relações M-R-T obtidas são aproximadas segundo modelo exponencial proposto por Ramberg-Osgood (1943). O comportamento de estruturas metálicas e mistas (aço-concreto) é obtido também pela implementação da flexibilidade das ligações estudadas em um modelo inelástico de análise, previamente desenvolvido. Os resultados numéricos obtidos no presente trabalho são comparados com dados experimentais obtidos na literatura, indicando boa correlação.

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

INELASTIC ANALYSIS OF STEEL STRUCTURES WITH SEMI-RIGID  
CONNECTIONS UNDER FIRE CONDITIONS

Juan Manuel Fratti

March/2009

Advisors: Eduardo de Miranda Batista  
Alexandre Landesmann

Department: Civil Engineering

This work presents the results of a study of the non-linear behavior of steel end plate connection under fire conditions. For this, a computer-numerical model is proposed based on the application of the component-based method (Eurocode 3), allowing obtaining the moment–rotation–temperature (M-T-R) curves of connections for different load and temperature levels. For this the variation of thermal and mechanical properties of the material and the connections properties under high temperature are taken into account. The obtained relationship M-R-T are approximated with the exponential model of Ramberg-Osgood (1943). The behavior of steel and composite structures is obtained by the implementation of the present model of connections in a structural inelastic model that was previously developed. The comparison between the numerical results and experimental ones resulted in good agreements.

Resumen de la Disertación presentada a la COPPE/UFRJ como parte de los requisitos necesarios para la obtención del grado de Maestro en Ciencias (M.Sc.)

## ANÁLISIS INELÁSTICA DE ESTRUCTURAS METÁLICAS CON UNIONES SEMI-RÍGIDAS EN SITUACIÓN DE INCENDIO

Juan Manuel Fratti

Marzo/2009

Tutores: Eduardo de Miranda Batista  
Alexandre Landesmann

Programa: Ingeniería Civil

Se presenta en esta disertación de maestría un estudio del comportamiento no-lineal de uniones metálicas del tipo “placa de tope” en situación de incendio. Un modelo numérico- computacional es propuesto tomándose como base el método de las componentes (Eurocode 3), permitiéndose la determinación de curvas Momento-Rotación-Temperatura (M-R-T) de uniones para diferentes niveles de carga y para altas temperaturas. La variación de las propiedades térmicas y mecánicas de los materiales, acero estructural y demás componentes de la unión sometida a altas temperaturas son consideradas. Las relaciones M-R-T obtenidas son aproximadas según el modelo exponencial de RAMBERG-OSGOOD (1943), permitiéndose su representación de forma simplificada y de fácil representación para la descripción del comportamiento estructural. El comportamiento de estructuras metálicas e mixtas (acero-hormigón) es obtenido mediante la implementación de la flexibilidad de las uniones estudiadas en un modelo inelástico de análisis, previamente desarrollado.

Los resultados numéricos obtenidos en este trabajo son comparados con datos experimentales propuestos en la literatura, indicando una buena relación.

# ÍNDICE

1 INTRODUÇÃO .....	1
1.1 MOTIVAÇÃO .....	1
1.2 OBJETIVOS.....	4
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	5
2 MODELAGEM DA LIGAÇÃO.....	6
2.1 LIGAÇÕES SEMI-RÍGIDAS.....	6
2.1.1 VANTAGENS DAS LIGAÇÕES SEMI-RÍGIDAS .....	8
2.1.1.1 Vantagens Morfológicas.....	8
2.1.1.2 Vantagens na Execução .....	9
2.1.1.3 Vantagens no Custo .....	10
2.1.1.4 Ligações Semi-Rígidias nos Códigos Estruturais.....	10
2.2 MÉTODO DOS COMPONENTES À TEMPERATURA AMBIENTE. ...	13
2.2.1 CÁLCULO DA RIGIDEZ.....	16
2.2.2 CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DA LIGAÇÃO. ....	20
2.2.3 REPRESENTAÇÃO DO MODELO PARA LIGAÇÕES .....	22
2.2.4 MODELOS ANALÍTICOS DO COMPORTAMENTO DAS LIGAÇÕES.....	23
2.2.5 MODELO T-STUB EQUIVALENTE .....	24

2.2.5.1	Resistência do <i>T-Stub</i> Equivalente. ....	26
2.2.5.2	Rigidez do <i>T-stub</i> equivalente.....	30
2.2.6	ALMA DA COLUNA AO CISALHAMENTO .....	33
2.2.7	ALMA DA COLUNA EM COMPRESSÃO .....	36
2.2.8	ALMA DA COLUNA à TRAÇÃO.....	39
2.2.9	MESA DA COLUNA À FLEXÃO.....	41
2.2.10	CHAPA DE TOPO À FLEXÃO.....	42
2.2.11	ALMA DA VIGA À TRAÇÃO.....	44
2.2.12	MESA E ALMA DA VIGA À COMPRESSÃO.....	44
2.2.13	PARAFUSOS À TRAÇÃO.....	45
2.3	MÉTODO DOS COMPONENTES A TEMPERATURAS ELEVADAS .	46
2.3.1	COMPORTAMENTO MOMENTO-ROTAÇÃO.....	49
3	MODELAGEM DO ELEMENTO VIGA-COLUNA .....	51
3.1	PROPRIEDADES TERMO-MECÂNICAS PARA CONDIÇÕES DE INCÊNDIO .....	51
3.2	ELEMENTO VIGA-COLUNA INELÁSTICO .....	52
4	EXEMPLO DE APLICAÇÃO .....	63
4.1	DESCRIÇÃO GERAL. ....	63
4.2	RESPOSTA TERMOMECÂNICA. ....	65

4.3	COMPORTAMENTO ESTRUTURAL.....	71
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	74
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	76

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Zonas do gráfico Momento-Rotação para a classificação das ligações (ECCS, 1999).....	7
Figura 2.2 – Comportamento momento rotação da ligação de chapa de topo: a) tipologia; b) resultados experimentais (KISHI <i>et al.</i> , 1997). ....	7
Figura 2.3 - Comportamento momento rotação da ligação de chapa de topo parcial: a) tipologia; b) resultados experimentais (KISHI <i>et al.</i> , 1997).....	8
Figura 2.4 – Definição dos elementos de conexões e ligação (EC3 parte 1.8, 2003): 1) painel da alma ao cisalhamento; 2) conexão; 3) componentes (ex. parafusos, chapa de topo). ....	13
Figura 2.5 - Componentes da ligação de chapa de topo (FAELLA <i>et al.</i> , 2000). .....	15
Figura 2.6 – Componentes ativas da rigidez. ....	17
Figura 2.7 – Processo para o cálculo da rigidez (JASPART, 2000).....	18
Figura 2.8 - Modelo mecânico (EC3 Parte 1.8, 2003).....	18
Figura 2.9 – Relação força deslocamento para componentes: (a) elástico-plástico, (b) rígido-plástico (FAELLA <i>et al.</i> , 2000). ....	19
Figura 2.10 - Procedimento para avaliar a rigidez rotacional da ligação (FAELLA <i>et al.</i> , 2000). ....	19
Figura 2.11 – Componentes ativas da resistência.....	21

Figura 2.12 – Diferentes representações matemáticas possíveis para a representação da curva momento rotação da ligação (FAELLA <i>et al.</i> , 2000)...	22
Figura 2.13 – Representações matemáticas da curva momento rotação da ligação.....	24
Figura 2.14 – Modelo <i>T-stub</i> equivalente utilizado para o cálculo (FAELLA <i>et al.</i> , 2000).....	24
Figura 2.15 – Modelo da mesa da coluna e da chapa de topo como <i>T-stub</i> (ECCS, 1999).....	25
Figura 2.16 – Esquema dos <i>T-stub</i> modelados para uma ligação de chapa de topo estendida (YEE e MELCHERS, 1986).....	25
Figura 2.17 - Os três mecanismos de colapso do <i>T-stub</i> equivalente (FAELLA <i>et al.</i> , 2000).....	26
Figura 2.18 - Linhas de ruptura dos <i>T-sub</i> aparafusados com uma linha de parafusos (FAELLA <i>et al.</i> , 2000). ....	29
Figura 2.19 - Modelo da rigidez do <i>T-stub</i> de FAELLA <i>et al.</i> (2000) .....	31
Figura 2.20 – Largura efetiva do <i>T-stub</i> equivalente (FAELLA <i>et al.</i> , 2000).....	31
Figura 2.21 – Ação do parafuso através das chapas de ligação (FAELLA <i>et al.</i> , 2000). ....	32
Figura 2.22 – Esquemas de comportamento do <i>T-stub</i> equivalente (ECCS, 1999). ....	33

Figura 2.23 - Área ao cisalhamento definida pelo Eurocódigo para perfis laminados (FAELLA <i>et al.</i> , 2000).....	34
Figura 2.24 – Representação da largura efetiva $b_{eff}$ da alma da coluna em compressão (FAELLA <i>et al.</i> , 2000). .....	37
Figura 2.25 – Representação da largura efetiva $b_{eff}$ da alma da coluna em compressão (FAELLA <i>et al.</i> , 2000). .....	41
Figura 2.26 – Equações para o calculo de $\lambda_1$ e $\lambda_2$ para achar o valor de $\alpha$ (ECCS, 1999).....	43
Figura 2.27 – Valores de $\alpha$ para mesas de colunas enrijecidas e placas de topo (ECCS, 1999).....	43
Figura 2.28 – Fatores de redução para a resistência ao escoamento ( $k_{y,\theta}$ ) e módulo de elasticidade ( $k_{E,\theta}$ ) do aço a altas temperaturas - ABNT NBR 14323 (1999). .....	47
Figura 2.29 – Curva de incêndio padrão - ISO-834 (1999). .....	48
Figura 2.30 – Calor específico do aço em função da temperatura - ABNT NBR 14323 (1999). .....	49
Figura 3.1 – Fatores de redução. ....	52
Figura 3.2 – Relação Momento-Rotação segundo EC3 e Ramberg Osgood. ...	54
Figura 3.3 – Etapas do programa SAAFE.....	55
Figura 3.4 (a) Elemento de viga-coluna utilizado; (b) Elemento infinitesimal em equilíbrio cinemático (LANDESMANN, 2007b). .....	56

Figura 3.5 – Elemento viga-coluna com ligações nos extremos (LANDESMANN <i>et al.</i> , 2009).....	60
Figura 4.1 – Pórtico estrutural de 2 andares proposto.....	64
Figura 4.2 – Detalhamento da ligação proposta (AL-JABRI <i>et al.</i> , 2005) (dimensões em mm) .....	64
Figura 4.3 – Variação da temperatura na seção da viga mista 254x102x22 em função do tempo transcorrido de incêndio.....	65
Figura 4.4 – Variação da superfície de resistência da seção da viga mista 254x102x22 para diferentes instantes de incêndio. ....	66
Figura 4.5 – Variação da resistência axial e de flexão na seção da viga mista 254x102x22 em função do tempo transcorrido de incêndio. ....	67
Figura 4.6 – Variação da rigidez na seção da viga mista 254x102x22 em função do tempo transcorrido de incêndio.....	68
Figura 4.7 – Curvas Momento-Rotação ( $M-\phi_r$ ) da comparação do modelo numérico com os dados experimentais dos ensaios de AL-JABRI <i>et al.</i> (2005) para diferentes temperaturas. ....	69
Figura 4.8 – Variação da rigidez tangente da ligação ( $R_{kt}/R_{kti,20}$ ).....	70
Figura 4.9 – Variação da rigidez e resistência inicial da ligação.....	70
Figura 4.10 – Deslocamento vertical no meio da viga central do pórtico proposto para diferentes casos de ligações viga-coluna para condições de altas temperaturas em função do tempo transcorrido de incêndio.....	72

Figura 4.11 – Deslocamento vertical no meio do vão do pórtico proposto para diferentes casos de ligações viga-coluna para condições de temperatura ambiente em função do coeficiente mecânico de carga ( $\psi$ )..... 72

Figura 4.12 – Comportamento não-linear do pórtico de 3 vãos em condições de incêndio em 3 instantes de tempo: (a) 600s; (b) 1000s. .... 73

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1. Tipo de modelo da ligação.....	6
Tabela 2.2. Categorias das ligações parafusadas segundo o Eurocódigo 3 (EC3 parte 1.8, 2003).....	11
Tabela 2.3. Larguras efetivas para placas de topos.....	42
Tabela 2.4 – Fatores de redução da resistência ao escoamento ( $k_{y,\theta}$ ) e do módulo de elasticidade do aço ( $k_{E,\theta}$ ) - ABNT NBR 14323 (1999).....	47
Tabela 4.1 – Valores propostos para a curva momento-rotação (RAMBERG-OSGOOD, 1943) de ligações com chapa de topo a elevadas temperaturas....	71

## LISTA DE SÍMBOLOS

### LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS

$a_{ep}$	raio de curvatura da solda entre a chapa de topo e a viga
$b_{eff}$	Largura efetiva da alma da coluna
$b_{eff,cwc}$	Largura efetiva da alma da coluna à compressão
$b_f$	Largura da mesa do perfil
$b_{fi}$	Largura da mesa superior do perfil desconsiderada na viga mista com concreto em situação de incêndio
$c_a$	Calor específico do aço
$d$	Altura total do perfil, distância
$d_{wc}$	Altura livre da alma do perfil
$f_{ck}$	Resistência característica à compressão do concreto
$f_y$	Resistência ao escoamento do aço em temperatura ambiente
$f_{y\theta}$	Resistência ao escoamento do aço a altas temperaturas
$f_{y,wc}$	Limite de escoamento da alma da coluna
$h$	Altura da alma do perfil
$h_b$	Altura da viga
$h_{ep}$	Altura da chapa de topo
$h_t$	Braço de alavanca
$h_i$	Distância de cada linha de parafusos ao centro de compressão
$h_c$	Altura do concreto na seção mista
$k_{b,\theta}$	Coeficiente de redução do módulo de elasticidade do aço dos parafusos
$k_{E,\theta}$	Fator de redução do módulo de elasticidade do aço a altas temperaturas
$k_{y,\theta}$	Fator de redução da resistência do escoamento do aço a altas temperaturas
$k_r$	Fator de redução da resistência das armaduras a altas temperaturas
$n_r$	Fator de forma para ajuste da curva

$m$	Distância entre o eixo do parafuso e seção entre a alma e a mesa da coluna
$r$	Raio de curvatura da união entre a mesa e alma do perfil
$s_p$	Largura efetiva supondo uma dispersão do esforço de 45° através da chapa de topo
$t$	Tempo
$t_c$	Espessura da laje de concreto
$t_{ep}$	Espessura da chapa de topo
$t_f$	Espessura do da mesa do perfil
$t_w$	Espessura da alma do perfil
$z$	Braço de alavanca

#### LETRAS ROMANAS MAIUSCULAS

$A$	Área do perfil de aço
$A_c$	Área de concreto
$A_{vc}$	Área ao cisalhamento da coluna
$B_{Rd}$	Resistência axial do parafuso
$E$	Módulo de elasticidade do aço em temperatura ambiente
$E_c$	Módulo de elasticidade tangente do concreto em temperatura ambiente
$E_{cs}$	Módulo de elasticidade secante do concreto em temperatura ambiente
$E_c$	Módulo de elasticidade reduzido do concreto
$F_i$	Resistência axial de cada mola ou força de cada mola
$G$	Módulo de elasticidade transversal do aço
$K_\phi$	Rigidez inicial da ligação
$K_r$	Rigidez de cada linha de parafusos
$K_t$	Rigidez de equivalente total de todas as linhas de parafusos
$L_b$	Comprimento de alongamento do parafuso
$L_{ep}$	Largura da viga

$M_{b,Rd}$	Momento resistente de projeto da seção transversal da viga
$M_{f,Rd}$	Momento resistente das mesas do <i>T-stub</i>
$M_{j,Rd}$	Momento resistente de cálculo
$R_{kt}$	Rigidez tangente da ligação
$R_{kti}$	Rigidez inicial da ligação
$S_1, S_2$	Funções de estabilidade
$Q$	Forças de alavanca do T-stub
$Z$	Módulo de resistência plástico

#### LETRAS GREGAS MINÚSCULAS

$\alpha$	Coeficiente relacionado à curva de dimensionamento à compressão
$\beta$	Fator de redução
$\beta_{Rd}$	Relaciona a resistência da mesa e do parafuso com o modo de colapso
$\gamma_{M0}$	Fator de segurança parcial
$\rho$	Fator de redução à flambagem da chapa
$\bar{\lambda}_p$	Esbelteza da chapa
$\varepsilon$	Deformação
$\theta$	Temperatura
$\sigma_b$	Tensão normal máxima no flange comprimido para vigas T
$\varphi$	Rotação que experimenta a ligação

#### LETRAS GREGAS MAIÚSCULAS

$\Delta t$	Incremento de tempo
$\Phi$	Rotação que experimenta a ligação

# INTRODUÇÃO

---

## 1.1 MOTIVAÇÃO

As ligações metálicas desempenham um papel fundamental no comportamento global das estruturas de aço, quer nos aspectos econômicos, quer nos construtivos e principalmente nos estruturais. Outrossim, a montagem de ligações demanda uma quantidade relativamente alta de mão-de-obra, podendo representar uma porção substancial do custo total de uma estrutura. Segundo SEDLACEK (1997), a economia devido ao uso de ligações semi-rígidas no cálculo estrutural, pode representar uma redução de até 25% do custo total da obra, quando comparada com o dimensionamento tradicional. A metodologia de cálculo estrutural tradicional parte do princípio de que as ligações são ou completamente rígidas ou idealmente flexíveis, de acordo com a capacidade de promover ou não a completa continuidade em rotações, sendo que para ligações rígidas a continuidade é completa, enquanto nas ligações flexíveis não é completa. Tal hipótese torna-se conveniente devido à sua simplicidade. Entretanto, não é rigorosamente adequada para a maioria das estruturas de aço, que apresentam comportamento intermediário, ou seja, semi-rígido.

A consideração de uma ligação completamente rígida implica no fato de que nenhuma rotação relativa da ligação ocorre e que os momentos de extremidade da viga são completamente transferidos para a coluna. Desta forma, ao se negligenciar a flexibilidade de uma ligação, subestima-se os deslocamentos estruturais e superestima-se as forças atuantes na ligação, resultando em colunas e ligações mais

pesadas. Por outro lado, a proposição de uma ligação livre (flexível) traduz-se na hipótese de que nenhuma restrição à rotação ocorre e que os momentos na ligação de extremidade são sempre zero.

A presença de ligações semi-rígidas tem sido incorporada na análise estrutural através de modelos simplificados (FRYE e MORRIS, 1975; JONES *et al.* 1982; LUI e CHEN, 1986), normalmente desenvolvidos a partir do ajuste numérico de dados experimentais (YANG *et al.*, 1997; IVÁNYI, 2000). A adoção deste tipo de aproximação possibilita a consideração direta dos efeitos decorrentes do comportamento da ligação semi-rígida na formulação de rigidez do elemento, além de apresentarem baixo esforço computacional, quando comparados a modelos mais sofisticados desenvolvidos com base no MEF (PATEL e CHEN, 1984).

Estudos recentes, fundamentados em observações experimentais, têm demonstrado a importância do conhecimento do comportamento de ligações sob condições de incêndio, bem como sua influência na análise global. Resultados experimentais (AL-JABRI *et al.*, 1998; LESTON-JONES *et al.*, 1997) evidenciam a necessidade da avaliação do comportamento de ligações em temperaturas elevadas, tendo em vista a sensível diminuição da rigidez e da resistência que os componentes metálicos possam apresentar em função do aumento de temperatura.

Contudo, o elevado custo de montagem aliado à complexidade de realização desse tipo de ensaio dificultam a proposição de modelos numéricos, normalmente desenvolvidos à luz de relações empíricas, derivadas de ensaios. Neste sentido, faz-se necessária a utilização de modelos simplificados para descrição do comportamento de ligações metálicas em situação de incêndio.

SANTIAGO *et al.* (1999) propuseram um modelo simplificado para descrição do comportamento inelástico de ligações por placas de extremidade, em condições de

incêndio. Naquele trabalho assume-se uma distribuição uniforme de temperaturas ao longo da ligação. Nesta linha de pesquisa, outros modelos numéricos têm sido propostos (EL-RIMAWI *et al.*, 1995; 1997; 1999; LESTON-JONES, 1997). O baixo fator de massividade das ligações, comparativamente aos perfis adjacentes, conduz a um retardamento substancial no processo de aquecimento dos componentes, permitindo-se deste modo à adoção de algumas simplificações importantes, conforme preconizado pelo Anexo D do EC3 Parte-1.2 (2005).

Vários trabalhos presentes nas bibliografias nacionais e internacionais abordam o tema de estruturas metálicas e mistas (aço-concreto) sob situação de incêndio. Além de trabalhos experimentais, raros no Brasil, destacam-se aplicações com o emprego de métodos avançados, como em 2003 onde LANDESMANN apresentou um programa para a análise de pórticos planos de aço em situação de incêndio baseado nos conceitos de análise avançada propostos por CHEN (1993) e nas prescrições do Eurocódigo 3 parte 1.2 (2003) e do AISC/LFRD (1999). LANDESMANN *et al.* (2005) revisaram seu programa, denominando-o SAAFE – *System for Advanced Analysis for Fire Engineering*, que é capaz de verificar o comportamento de estruturas de aço em situação de incêndio até seu colapso.

Esta ferramenta foi adaptada para analisar a influência da proteção térmica no comportamento de treliças em situação de incêndio (LANDESMANN *et al.*, 2006) e, posteriormente, LANDESMANN e MOUÇO (2007b) o utilizaram para fazer uma análise crítica do mecanismo plástico de ruína de um edifício de aço sob fogo, comparando os resultados numéricos com aqueles obtidos pelo projeto de revisão da NBR 14323 (2003).

O comportamento inelástico de colunas mistas de aço e concreto foi analisado por LANDESMANN *et al.* (2007a), onde foi desenvolvida uma metodologia de análise de colunas baseado no método de Newmark (CHEN, 1993). Este trabalho foi

ampliado e adaptado para a análise de vigas mistas (LANDESMANN *et al.*, 2007d) sob incêndio e posteriormente para pilares de concreto armado (LANDESMANN *et al.*, 2007e).

A inclusão desta metodologia no programa SAAFE permitiu que fosse feita uma comparação entre os mecanismos de ruína de edificações de edifícios de aço, de concreto e mistas aço-concreto (LANDESMANN *et al.*, 2007b,c) para temperatura ambiente e para situação de incêndio.

Também MOUÇO (2008) que apresenta um modelo numérico inelástico de análise avançada capaz de simular o comportamento de pórticos planos metálicos e mistos aço-concreto em temperatura ambiente e em situação de incêndio. REGOBELLO (2007) que apresenta em seu trabalho análises com diferentes seções metálicas e mistas em situação de incêndio e compara os resultados com as prescrições dos métodos simplificados propostos pelas normatizações vigentes. LANDESMANN (2003) que apresentou um programa para análise de pórticos planos de aço em situação de incêndio baseado nos conceitos de análise avançada propostos por CHEN (1991) e nas prescrições do EUROCÓDIGO 3 parte 1.2 (2003) e do AISC/LRFD (2005) e ABREU e FAKURY (1998) que apresentam um programa baseado no método dos elementos finitos para a análise térmica de perfis de aço.

## **1.2 OBJETIVOS**

Os objetivos principais abordados neste trabalho são descritos a seguir:

- a) Avaliação do comportamento de ligações metálicas semi-rígidas em situação de incêndio mediante a aplicação de um modelo numérico computacional desenvolvido pelo método dos componentes. Comparações com situações reais do desempenho de ligações sob fogo são feitas para a calibração do modelo.

- b) Inserção do modelo desenvolvido no presente trabalho no programa de elementos finitos chamado SAAFE, Sistema de Análise Avançada de Estruturas sob Fogo (LANDESMAN, 2003).
- c) Exemplo de aplicação de uma estrutura real em situação de incêndio para avaliação da e aplicabilidade do modelo desenvolvido.

### **1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO**

Um resumo do método simplificado para descrição do comportamento estrutural de ligações semi-rígidas, desenvolvido com base no método dos componentes (EC3- parte 1.8, 2003) é apresentado no capítulo 2 desta dissertação, sendo inicialmente tratadas para temperatura ambiente e em seguida para condições altas temperaturas. No capítulo 3, o modelo de ligações é incorporado em um procedimento numérico para análise inelástica de estruturas metálicas e mistas de aço e concreto, previamente desenvolvido (LANDESMANN, 2008; MOUÇO, 2008).

Resultados obtidos pelos métodos apresentados são aplicados e comparados com dados experimentais no capítulo 4. As principais conclusões obtidas das análises desenvolvidas nesta dissertação são apresentadas no capítulo 5.

# 2

## MODELAGEM DA LIGAÇÃO

---

### 2.1 LIGAÇÕES SEMI-RÍGIDAS

Toda ligação tem uma rigidez finita, ou seja, toda ligação de aço é semi-rígida. Contudo, as estruturas metálicas são projetadas sob o pressuposto teórico de que as ligações viga-pilar são articuladas ou rígidas. Isto simplifica a análise e o projeto estrutural, mas desconsidera o próprio comportamento das ligações.

O conceito da construção semi-contínua requer uma definição mais precisa do comportamento da ligação. No EC3 Parte 1.8 (2003) isto é dado no sistema de classificação baseado na resistência e na rigidez da ligação. A Tabela 2.1 e Figura 2.1 mostram como o tipo de ligação que representa o comportamento, a forma de construção e o método de análise global estão relacionados.

Tabela 2.1. Tipo de modelo da ligação.

Metodo de análise global	Classificação da Ligação		
	Elastico	Flexível	Rígida
Rígido-Plástico	Flexível	Resistência Completa	Resistência Parcial
Elasto-Plástico	Flexível	Rígida e Resistência Completa	Semi-Rígida e Resistência Parcial Semi-Rígida e Resistência Completa Rígida e Resistência Parcial
Tipo de modelo de ligação	Simples	Continua	Semi continua

As novas normas, como o EC3 Parte 1.8 (2003), além das habituais ligações rígidas e articuladas, incluem um novo tipo de ligação, a semi-rígida.

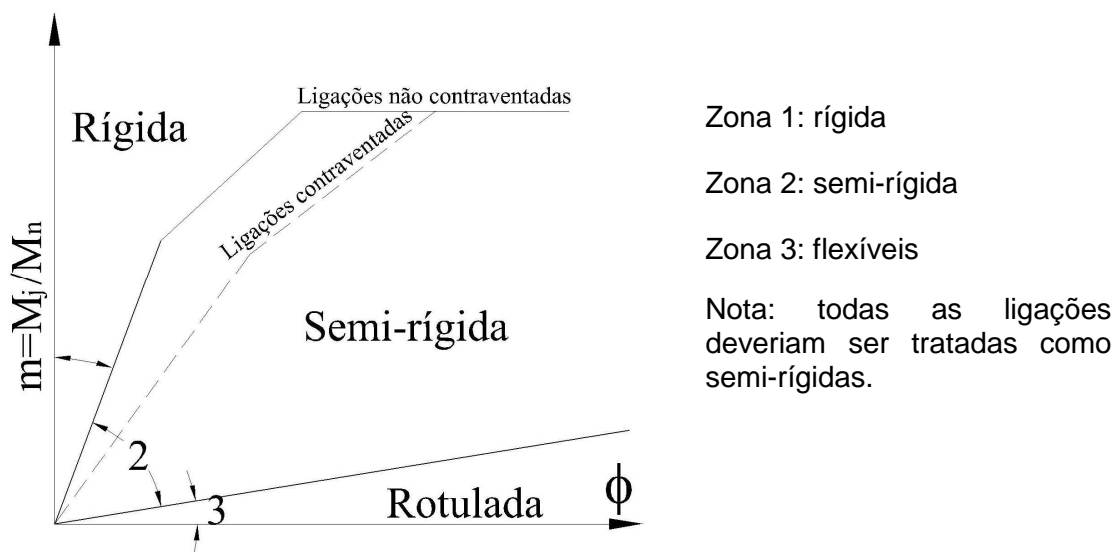


Figura 2.1 – Zonas do gráfico Momento-Rotação para a classificação das ligações (ECCS, 1999).

Existem vários tipos de ligações estruturais viga-coluna de aço semi-rígidas. Neste trabalho foram estudados dois tipos de ligações metálicas, a de chapa de topo e a de chapa de topo parcial. A ligação de chapa de topo e seu comportamento Momento-Rotação são mostrados na Figura 2.2, onde pode se observar que as linhas curvas descrevem comportamentos de vários ensaios experimentais de ligações realizados por KISHI *et al.*, (1997), e seu comportamento fica entre os limites das zonas rígidas e rotuladas que são a curva trilinear e a linha reta embaixo do gráfico, sendo uma ligação puramente semi-rígida.

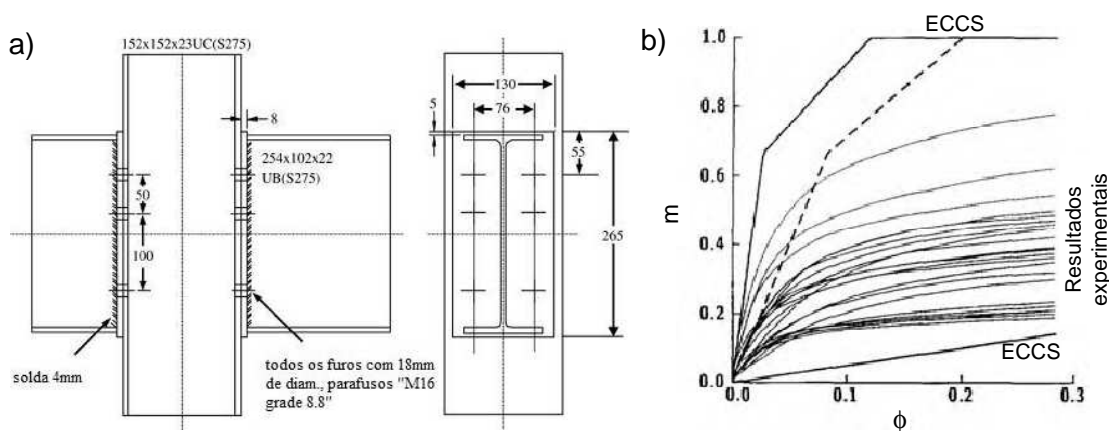


Figura 2.2 – Comportamento momento rotação da ligação de chapa de topo: a) tipologia; b) resultados experimentais (KISHI *et al.*, 1997).

Para o caso das ligações chapa de topo parcial, onde o comprimento total da chapa de topo é inferior à altura da viga, esta é usada para transmitir a força cortante da viga ao pilar. A AISC (AISC/LRFD, 2005) as classifica como semi-rígidas. Os resultados de KISHI *et al.*, (1997), mostram que seu comportamento é pouco rígido (Figura 2.3), visto que as curvas experimentais de vários ensaios ficam apenas acima do limite das ligações articuladas (linha reta) e muito por embaixo da linha reta tracejada que é o limite das ligações rígidas, e sua resistência é baixa, mas possuem uma grande capacidade rotacional sendo, portanto, classificadas como articuladas.

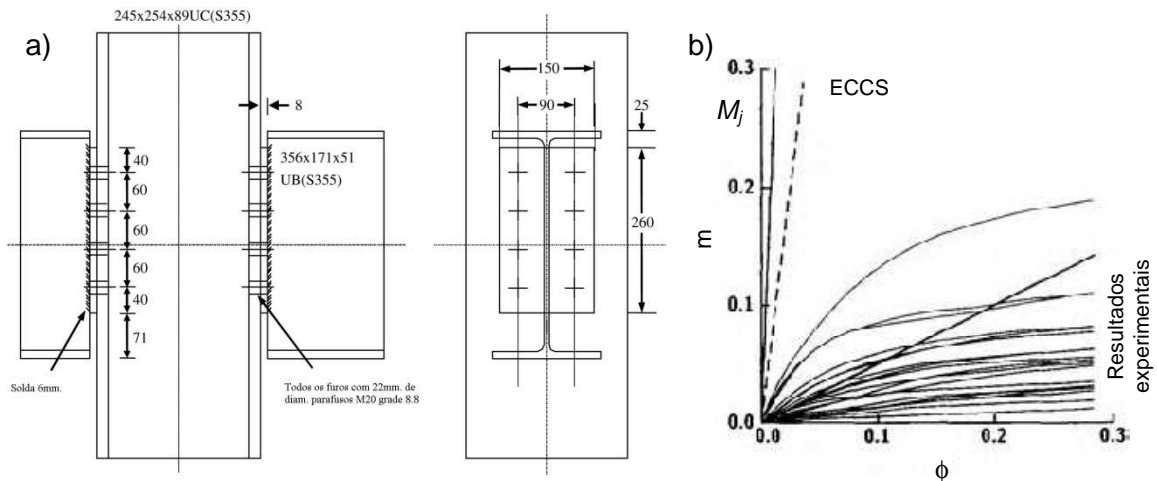


Figura 2.3 - Comportamento momento rotação da ligação de chapa de topo parcial: a) tipologia; b) resultados experimentais (KISHI *et al.*, 1997).

## 2.1.1 VANTAGENS DAS LIGAÇÕES SEMI-RÍGIDAS

### 2.1.1.1 Vantagens Morfológicas

O sistema estrutural semi-rígido permite obter economias significativas no peso da estrutura, mas para que seja uma alternativa atraente os métodos de cálculo devem ser mais diretos e também obter uma economia no custo total da estrutura, não simplesmente uma redução do peso.

As ligações semi-rígidas não proporcionam simplesmente uma redistribuição dos momentos no vão da viga, também contribuem à rigidez rotacional (COUCHMAN, 1997).

Os pórticos semi-rígidos não requerem ser contraventados se eles estão projetados para os Estados Limite Último e de Serviço. A construção semi-rígida é adequada em pórticos de pouca altura e múltiplos vãos. Para pórticos de maior altura, o deslocamento devido ao vento adquire maior importância. Para isto os pórticos semi-rígidos podem se combinar com sistemas contraventados ou rígidos para limitar os deslocamentos laterais devidos ao vento (CHEN *et al.*, 1996). É obtido assim um equilíbrio ótimo entre os objetivos de construção e funcionalidade.

### **2.1.1.2 Vantagens na Execução**

As ligações semi-rígidas apresentam vantagens com respeito às rígidas. Sua forma é menos complexa, empregam parafusos de alta resistência, mas não é necessário o protensão inicial. Para assegurar a qualidade da sua execução, é recomendado um par mínimo para obter o efeito chamado *snug-tight* que requer de 20% a 30% da força requerida para a ligação rígida.

Não requerem solda em obra (MURRAY e SUMNER, 2004), só é preciso colocar e apertar os parafusos, assim são eliminados os problemas de controle de qualidade das soldas em obra.

A construção semi-rígida pode ser comparada com outros métodos de colocação rápida em obra (*fast-track*). A montagem em obra é mais simples com ligações semi-rígidas do que com as rígidas. A facilidade de montagem implica em menor prazo de execução e na conseqüente economia em mão de obra e rápido retorno sobre o investimento (CHEN *et al.*, 1996).

Ao reduzir o momento fletor no centro do vão, as vigas são podem ser de menor altura do que na construção articulada. Isso pode ser importante, pois pode facilitar a

colocação das instalações, permitindo uma melhor distribuição dos andares na altura total do prédio (COUCHMAN, 1997).

### **2.1.1.3 Vantagens no Custo**

As ligações semi-rígidas permitem fazer estruturas mais econômicas. A economia obtida no peso e nas alturas das seções das vigas é devida aos benefícios aportados no Estado Limite Último e no de Serviço. A maior rigidez da ligação diminui o momento que uma viga deve resistir e sua flecha, portanto pode se fazer uma redução na inércia requerida da viga.

Em comparação com o projeto do pórtico rígido, o semi-rígido conduz a colunas mais leves, e em comparação com o articulado, as vigas são de menor altura. O uso de ligações semi-rígidas permite economizar no peso do aço (CHEN *et al.*, 1996), embora represente um incremento no custo da ligação em comparação com a mais simples das ligações articuladas (COUCHMAN, 1997). Assim, alguns pesquisadores (STEENHUIS *et al.*, 1998) concluíram que a redução do peso não é necessariamente o mais barato, podendo chegar a ser um 20% mais caro.

### **2.1.1.4 Ligações Semi-Rígidas nos Códigos Estruturais.**

O Eurocódigo 3 permite explicitamente o emprego de ligações semi-rígidas, na parte 1.8 (EC3 parte 1.8, 2003), dedicada a projetos de ligações em estruturas de aço, e fornece métodos para projeto de ligações submetidas a cargas majoritariamente estáticas, para os tipos de aço S235, S275, S355 e S460.

O Eurocódigo 3 contém uma serie de tipos de ligações parafusadas, que são mostradas na Tabela 2.2. Incluem os tipos básicos, corte e tração, e diversas categorias em função do tipo de parafuso e as características das ligações.

Tabela 2.2. Categorias das ligações parafusadas segundo o Eurocódigo 3 (EC3 parte 1.8, 2003).

	<b>Ligações ao cisalhamento</b>	
	<b>Tipo</b>	<b>Observações</b>
<b>A</b>	Resistente	Não é requerida protensão inicial. Parafusos das classes 4.6 à 10.9
<b>B</b>	Resistente ao deslizamento em serviço.	Parafusos de alta resistência das classes 8.8 à 10.9
<b>C</b>	Resistente ao deslizamento em estado limite.	Parafusos de alta resistência das classes 8.8 à 10.9
	<b>Ligações à tração</b>	
<b>D</b>	Sem protensão inicial	Não é requerida protensão inicial. Parafusos das classes 4.6 à 10.9
<b>E</b>	Com protensão inicial	Parafusos de alta resistência das classes 8.8 à 10.9

(\*) As classes dos parafusos referem-se ao grau (tipo) do aço.

As ligações semi-rígidas entram na categoria D, dentro das ligações à tração. Nelas é permitido o uso de parafusos da classe (grau) 4.6 até a 10.9, sem a necessidade da protensão inicial. Estas ligações não são permitidas quando possam estar submetidas a variações freqüentes da carga à tração. Contudo, o Eurocódigo (EC3 parte 1.8, 2003) permite seu emprego para resistir às cargas habituais de vento. Para introduzir a ligação semi-rígida no modelo estrutural, o Eurocódigo exige sua modelagem explícita, empregando um modelo semi-contínuo. Apresenta também um sistema de classificação que permite determinar a ligação como rígida, semi-rígida ou flexível, e empregar o modelo de cálculo adequado. Também realiza uma serie de recomendações para o modelo.

O Eurocódigo 3 parte 1.8 (2003) inclui também a ferramenta para a análise e cálculo das ligações, e é chamada método dos componentes. Este método de análise é muito versátil. É uma das metodologias existentes mais avançadas para o cálculo de ligações.

As especificações da norma americana Load and Resistance Factor Design do American Institute of Steel Construction (AISC-LRFD 2003) autorizam o uso de ligações semi-rígidas no seu item A.2 (LRFD, 2003) às construções tipo *PR*, parcialmente restringidas. Neste tipo de construções, é suposto que as ligações possuem rigidez insuficiente como para manter os ângulos fixos entre os membros. Quando é considerada a restrição devida à ligação, o emprego da construção tipo *PR* requer que a resistência, rigidez e ductilidade das ligações sejam incorporadas à análise e projeto.

A informação proporcionada na terceira e última edição da LRFD (2003) é insuficiente:

O comportamento das ligações *PR* que suportam momento é intermédio entre a flexibilidade das ligações ao cisalhamento e a rigidez total das ligações de momento *PR*.

Nos Estados Unidos não há uma regulamentação clara sobre o cálculo e projeto deste tipo de construção, além de permitir sua utilização e insistir na importância de se basear em métodos experimentais.

A bibliografia especializada sobre ligações costuma distinguir entre os conceitos de conexão e ligação. Apesar de ambos os termos serem empregados como sinônimos, são referidos a conceitos diferentes (Figura 2.4). Uma conexão é definida como o conjunto de componentes físicos que suportam mecanicamente as barras ligadas, e é localizada na zona em que se produz a união. Uma ligação é um conceito mais amplo, no qual a área da conexão é somada às correspondentes zonas

de interação entre os membros ligados. Este conceito, portanto, inclui a zona do painel da alma da coluna.

A Figura 2.4 (a) apresenta uma ligação com uma conexão simples painel da alma ao cisalhamento, e a Figura 2.4 (b) apresenta uma ligação com conexão dupla e painel da alma ao cisalhamento.

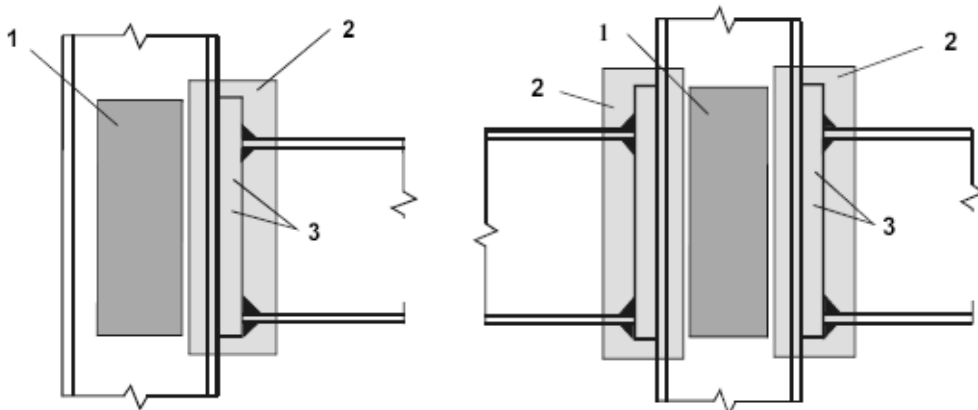


Figura 2.4 – Definição dos elementos de conexões e ligação (EC3 parte 1.8, 2003): 1) painel da alma ao cisalhamento; 2) conexão; 3) componentes (ex. parafusos, chapa de topo).

## 2.2 MÉTODO DOS COMPONENTES À TEMPERATURA

### AMBIENTE.

O Método dos Componentes é baseado em um modelo mecânico introduzido no EC3-1.8 (2003) e busca representar a curva Momento-Rotação de qualquer tipo de ligação através da obtenção dos parâmetros: rigidez inicial ( $\kappa_{\phi}$ ), momento resistente ( $M_{j,Rd}$ ) e capacidade de rotação ( $\phi_u$ ). Os princípios do método são baseados no trabalho de ZOETEMEIJER (1983) e YEE e MELCHERS (1986). Posteriormente, outros pesquisadores (JASPART, 1991; FAELLA *et al.*, 2000) ampliaram, corroboraram e refinaram o método.

A descrição que pode se obter do comportamento mecânico resulta no desenvolvimento atual bastante confiável e perto da realidade. Este método consiste

na identificação dos componentes ativos da ligação, estabelecimento de relações de força versus deslocamento, para cada um destes componentes e, por último, a associação dos mesmos 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, cujo comportamento pode ser representado por uma curva linear ou não-linear, dependendo da sofisticação de análise. As análises desenvolvidas neste trabalho empregam o modelo com aproximação bi-linear para a referida curva momento-rotação.

A aplicação do método requer os seguintes passos:

- Determinar o percurso das forças na ligação.
- Identificar os componentes que definem a ligação.
- Avaliar a resistência de cada um dos componentes. O componente da cadeia com menor resistência controla a resistência da ligação.
- Calcular a rigidez axial dos componentes. O conjunto dos mesmos permite obter a rigidez da ligação.
- Definir a capacidade de deformação de cada componente. A partir dela pode se obter a ductilidade da ligação.

Simplificando o complexo fenômeno real, supõe-se que as características dos componentes são independentes entre si. Por tanto, alguns componentes não atuam independentemente, mas são influenciados pelo comportamento dos outros adjacentes. Quanto maior o conhecimento do comportamento de cada componente, melhor resultado é obtido. É vital, por tanto, uma adequada definição dos componentes, mas que não resulte excessivamente complexa.

O exposto no Eurocódigo 3 parte 1.8 (2003) é uma parte consolidada do desenvolvimento atual do método. O método dos componentes está em contínuo melhoramento e refinamento, mas ainda há carências. Os componentes do

Eurocódigo se restringem ao caso (majoritário) em que as ligações trabalham principalmente à flexão, com uma reduzida presença de esforços axiais. Foram desenvolvidas propostas de componentes para a incorporação do esforço axial na ligação (SILVA *et al.*, 2001).

Os componentes da ligação são tratados como molas com características predefinidas de rigidez e resistência, e cada uma dessas molas governa o comportamento da ligação. É fácil reconhecer que, neste caso, a previsão do comportamento da ligação envolve os seguintes oito componentes dados pela Figura 2.5:

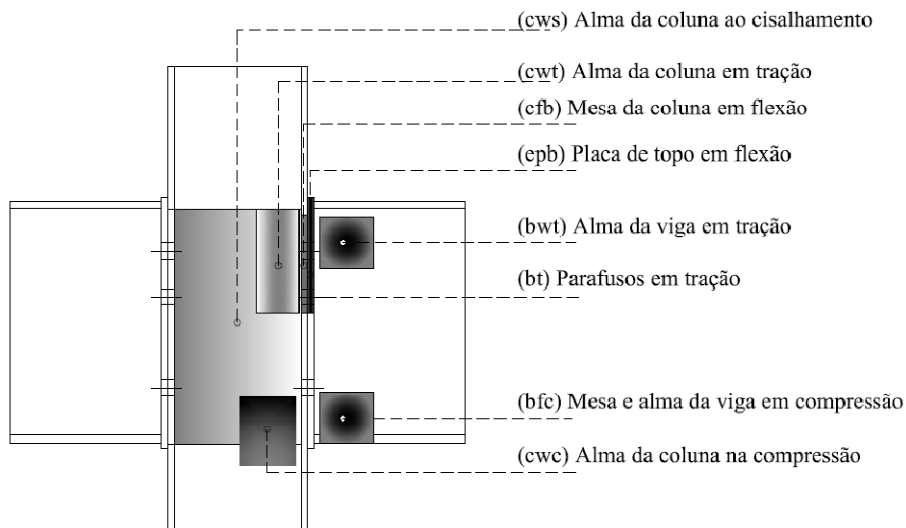


Figura 2.5 - Componentes da ligação de chapa de topo (FAELLA *et al.*, 2000).

Os seis primeiros componentes são governados pela resistência flexional e rigidez rotacional da ligação. Os dois últimos componentes só são considerados na avaliação da resistência da ligação porque sua deformação é considerada incluída na deformação da viga à flexão (JASPART, 2000). Alguns destes componentes dependem do número de linhas de parafusos em tração e da sua localização na ligação. Este é o caso da alma da coluna em tração, da mesa da coluna em flexão, da chapa de topo em flexão, dos parafusos em tração e da mesa da viga em tração. A

contribuição desses componentes tem que ser avaliada considerando o comportamento de cada linha de parafusos como simples (independente dos outros) e como pertencendo a um grupo (considerando a possível interação com as outras linhas de parafusos). Na Figura 2.7 é mostrada a conversão da ligação no modelo mecânico de molas requerido.

O procedimento do método dos componentes é analítico, e muito complicado para o uso prático. Não é uma ferramenta de projeto. A determinação de cada um dos componentes requer que o projetista disponha previamente da ligação completamente projetada e dimensionada. Só assim se obtém um conhecimento adequado do comportamento mecânico da mesma.

### **2.2.1 CÁLCULO DA RIGIDEZ**

A rigidez inicial da ligação,  $K_{\phi}$ , é obtida a partir das deformações elásticas dos componentes (EC3 parte 1.8, 2003). O comportamento de cada componente é modelado por uma mola com rigidez e resistência axial. A relação força-deformação de cada uma vem dada por:

$$F_i = k_i E \Delta_i \quad \text{Eq. (2.1)}$$

Cada mola é representada por uma fórmula de rigidez axial como é mostrado na Figura 2.6:

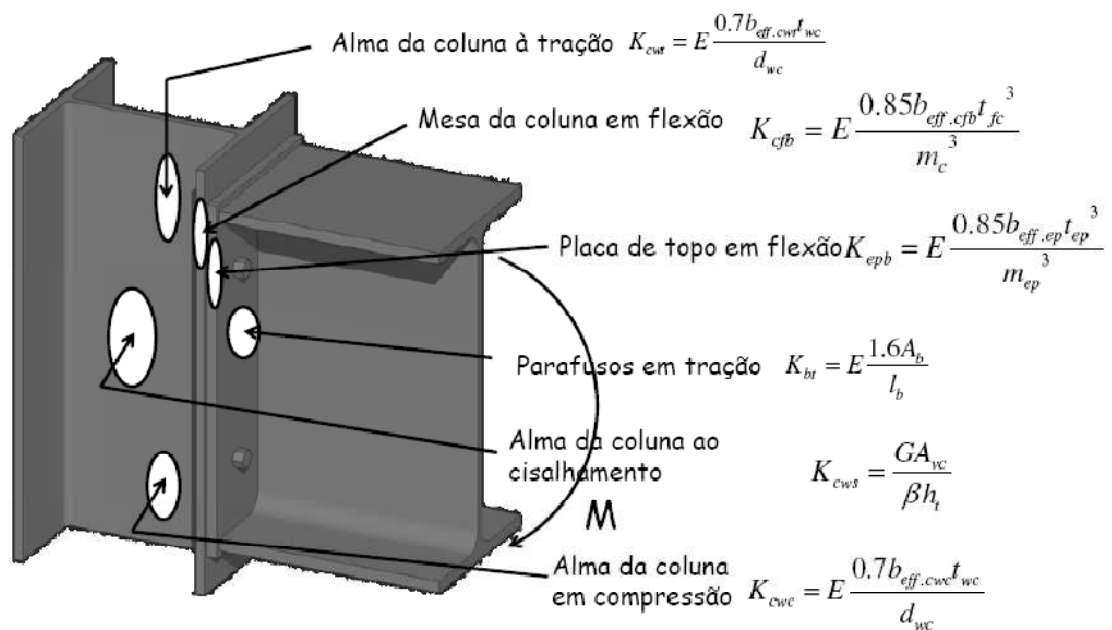


Figura 2.6 – Componentes ativas da rigidez.

As distintas molas são combinadas num modelo completo de molas. Diversos procedimentos de montagem sucessivos (Figura 2.7) permitem obter o modelo simples da Figura 2.7 (d) e, a partir dele, o comportamento da ligação.

A força em cada mola é  $F_i$ , e o momento atuante no modelo,  $M$ , é  $Fz$ , onde  $z$  é o braço de alavanca, a distância entre o centro de compressão (normalmente situado no eixo da mesa inferior da viga e o centro de tração). O giro da ligação é portanto o mostrado na Figura 2.7 (d).

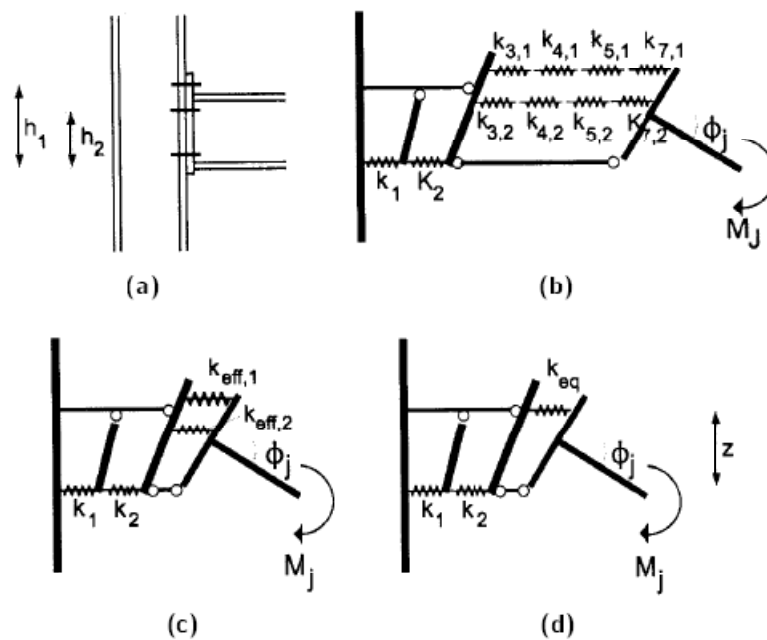


Figura 2.7 – Processo para o cálculo da rigidez (JASPART, 2000).

Primeiramente, a rigidez rotacional inicial é calculada para os diferentes componentes da ligação já definidas acima. O procedimento sugerido pela parte 1.8 do EC3 (2003) está representado na 2.8, onde os componentes que influenciam a resistência e a rigidez rotacional são representadas por meio de elementos elásticos perfeitamente-plásticos, e os componentes fornecendo somente a limitação à resistência flexional da ligação são modelados por meio de elementos rígido-plásticos.

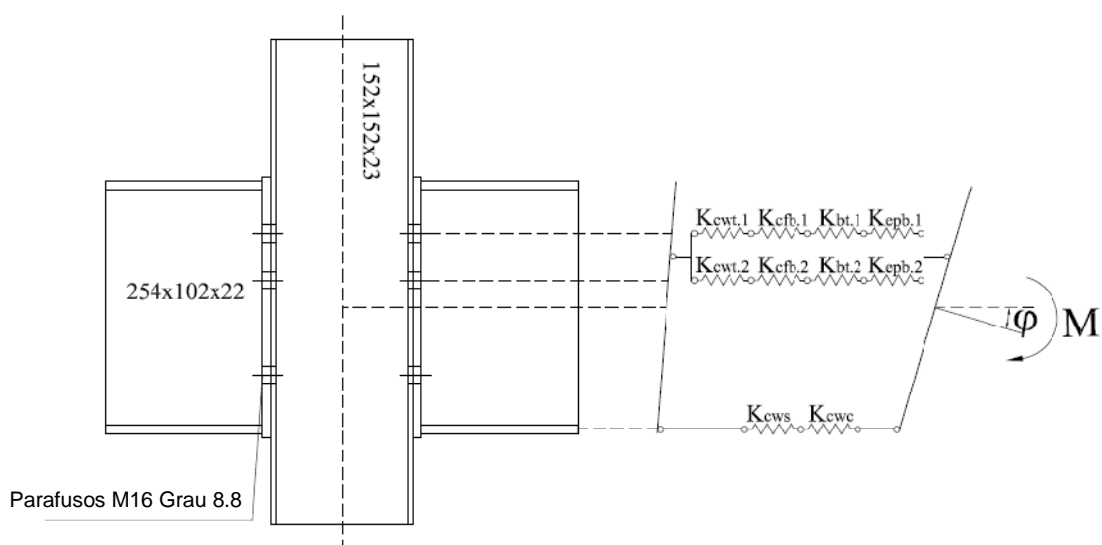


Figura 2.8 - Modelo mecânico (EC3 Parte 1.8, 2003).

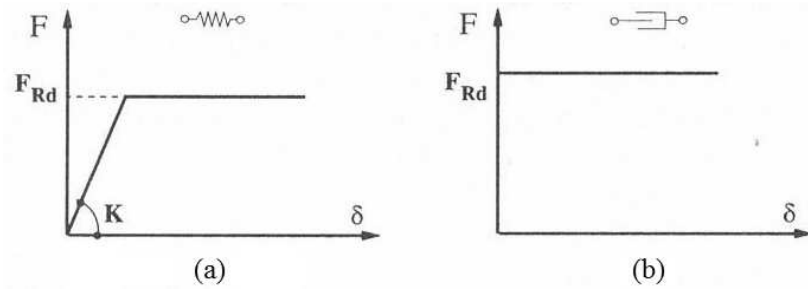


Figura 2.9 – Relação força deslocamento para componentes: (a) elástico-plástico, (b) rígido-plástico (FAELLA *et al.*, 2000).

Na Figura 2.10 pode-se observar o procedimento usado para obter a rigidez da ligação, onde a rigidez de cada componente é representada por uma mola.

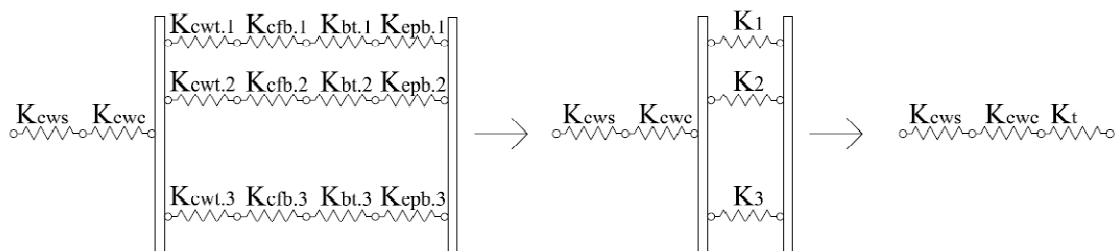


Figura 2.10 - Procedimento para avaliar a rigidez rotacional da ligação (FAELLA *et al.*, 2000).

Para a rigidez inicial da ligação Eq. (2.2), a rigidez do conjunto é obtida pela combinação da rigidez ao alongamento das componentes individuais. Portanto, a rigidez equivalente total de cada linha de parafusos ( $K_i$ ) em tração da ligação é obtida pela Eq. (2.4). Neste procedimento, é assumida uma rotação de corpo rígido da alma da viga ao redor do centro de compressão,  $h_t$  na Eq. (2.3) representa o braço de alavanca e  $h_i$  representa a distancia de cada linha de parafusos ao centro de compressão que fica no meio da mesa inferior da viga.

$$K_\phi = \frac{h_t^2}{\frac{1}{K_{cws}} + \frac{1}{K_{cwc}} + \frac{1}{K_t}} \tag{Eq. (2.2)}$$

$$h_t = \sum_{i=1}^m \frac{K_i h_i^2}{K_i h_i} \quad \text{Eq. (2.3)}$$

$$K_t = \sum_{i=1}^m \frac{K_i h_i}{h_i} \quad \text{Eq. (2.4)}$$

## 2.2.2 CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DA LIGAÇÃO.

A montagem dos componentes proposta pelo Eurocódigo permite obter a resistência da ligação. Com mínimas variações operacionais, pode-se permitir a previsão da curva momento-rotação completa. Supõe-se uma distribuição plástica dos esforços nas linhas de tração. A resistência flexional da ligação  $M_{jRd}$  é dada pela Eq. (2.5), onde  $F_{i,Rd}$  é a resistência da linha de parafuso  $i$ -th,  $m$  é o número de linha de parafusos em tração e  $h_i$  é a distância da linha de parafuso até o centro de compressão, que fica no meio da espessura da mesa comprimida da viga. O procedimento começa avaliando a última linha de parafusos, ou seja, a mais afastada do centro de compressão, repetindo o processo para as demais linhas de parafusos.

$$M_{jRd} = \sum_{i=1}^m h_i F_{iRd} \quad \text{Eq. (2.5)}$$

No procedimento de avaliação da resistência flexional de cada linha de parafusos, a primeira linha a ser considerada é a mais afastada do centro de compressão. As demais linhas, mais próximas ao centro de compressão, são sucessivamente analisadas. A resistência de cada linha de parafusos é obtida considerando o menor valor entre as resistências de suas componentes básicas e as resistências que correspondem às mesmas componentes, mas avaliadas como a contribuição adicional da  $i$ -th linha de parafuso à resistência total de todos os possíveis grupos de linhas consecutivas de parafusos constituídas pela  $i$ -th linha e a

anterior a ela. Além disso, a resistência de cada linha de parafusos não pode exceder

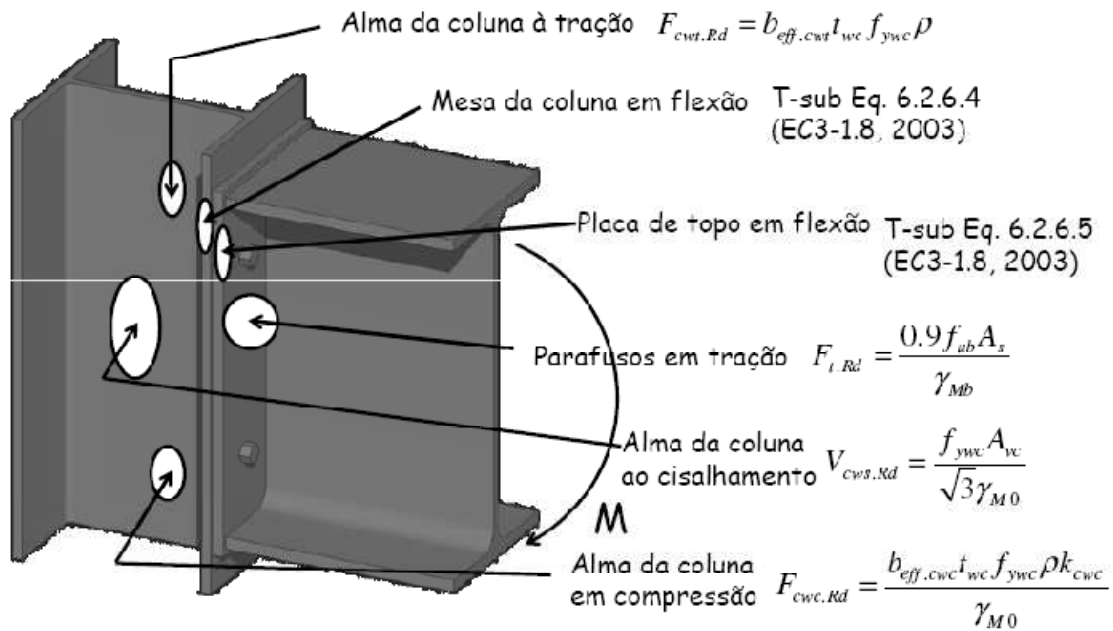


Figura 2.11 – Componentes ativas da resistência

a resistência das componentes, que são independentes das linhas de parafusos, e se estabelece sua resistência de projeto como o valor mínimo entre as suas componentes:

$$F_{iRd} = \min \{ F_{cwt.Rd}, F_{cfb.Rd}, F_{edp.Rd}, F_{bwt.Rd} \} \quad \text{Eq. (2.6)}$$

e as correspondentes das mesmas componentes avaliadas como parte de todos os possíveis grupos de linhas de parafusos consecutivas constituídos pela i-ésima linha de parafusos e as anteriores.

$$\sum F_{iRd} \leq \min \{ F_{cwt.Rd}, F_{cfb.Rd}, F_{edp.Rd}, F_{bwt.Rd} \} \quad \text{Eq. (2.7)}$$

Por tanto, a resistência de cada grupo de linhas não pode exceder às resistências dos componentes independentes (alma da coluna à compressão, alma da coluna ao cortante, mesa e alma da viga à compressão).

$$\sum F_{iRd} \leq \frac{V_{cws.Rd}}{\beta} \quad \text{Eq. (2.8)}$$

$$\sum F_{iRd} \leq \min \{ F_{cwc.Rd}, F_{bfc.Rd} \}$$

### 2.2.3 REPRESENTAÇÃO DO MODELO PARA LIGAÇÕES

O comportamento típico das ligações semi-rígidas é não linear. É necessária a adoção de um modelo matemático que permita definir o comportamento completo da ligação em função de suas características estruturais: rigidez e resistência.

Na Figura 2.12 são indicadas várias possibilidades de se expressar matematicamente o comportamento da ligação. A representação linear é a mais simples de todas, mas subestima a capacidade da ligação para grandes rotações. Uma melhoria significativa constitui o modelo bilinear. Ainda que não modele as mudanças múltiplas de declividade que ocorrem na realidade, é um modelo simples e eficiente. As duas últimas possibilidades, a multilinear e não linear permitem obter um maior grau de exatidão.

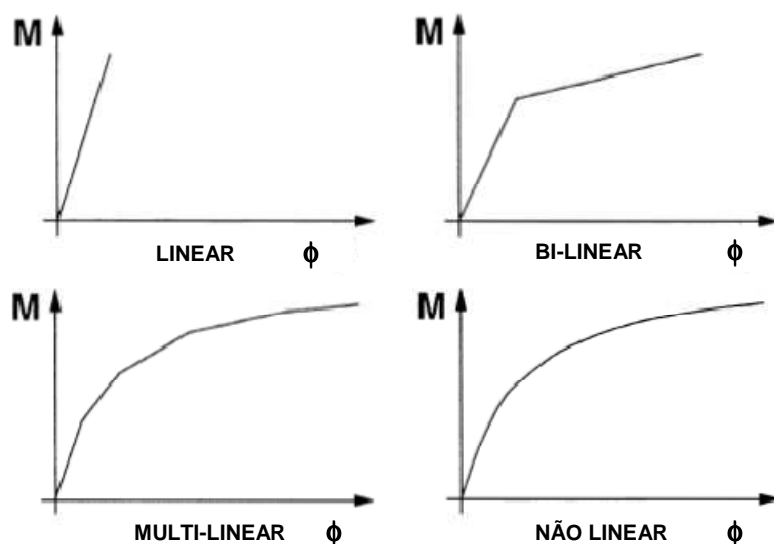


Figura 2.12 – Diferentes representações matemáticas possíveis para a representação da curva momento rotação da ligação (FAELLA *et al.*, 2000)

## 2.2.4 MODELOS ANALÍTICOS DO COMPORTAMENTO DAS LIGAÇÕES.

Os modelos de potência representam uma alternativa comum para as curvas momento rotação. Sua forma mais simples é dada pela Eq. (2.9):

$$\varphi = aM^b \quad \text{Eq. (2.9)}$$

onde  $a$  e  $b$  são dois parâmetros de ajuste da curva. Este modelo de dois parâmetros não pode representar a curva momento-rotação de forma adequada já que faltam alguns parâmetros como a rigidez. Portanto, são requeridos modelos com mais parâmetros de ajuste.

Outra representação de três parâmetros muito simples é a proporcionada pela relação de RAMBERG e OSGOOD (1943):

$$\varphi = \frac{M}{K_\varphi} + \left( \frac{M}{K} \right)^n \quad \text{Eq. (2.10)}$$

O parâmetro  $K_\varphi$  representa a rigidez inicial a ligação, enquanto  $n$  é um fator de forma. O parâmetro  $K$  é expresso comumente em função de um valor de referencia  $M_0$  do momento fletor que provoca, após o descarregamento, uma rotação permanente  $\varphi_0$  (FAELLA *et al.*, 2000):

$$\varphi_0 K^n = M_0^n \quad \text{Eq. (2.11)}$$

Quando o fator de forma  $n \rightarrow \infty$ , este modelo simula um comportamento elasto-plástico bilinear.

Uma comparação entre a representação de Ramberg-Osgood e a bilinear do Eurcódigo (EC3 parte 1.8, 2003). é mostrada na Figura 2.13.

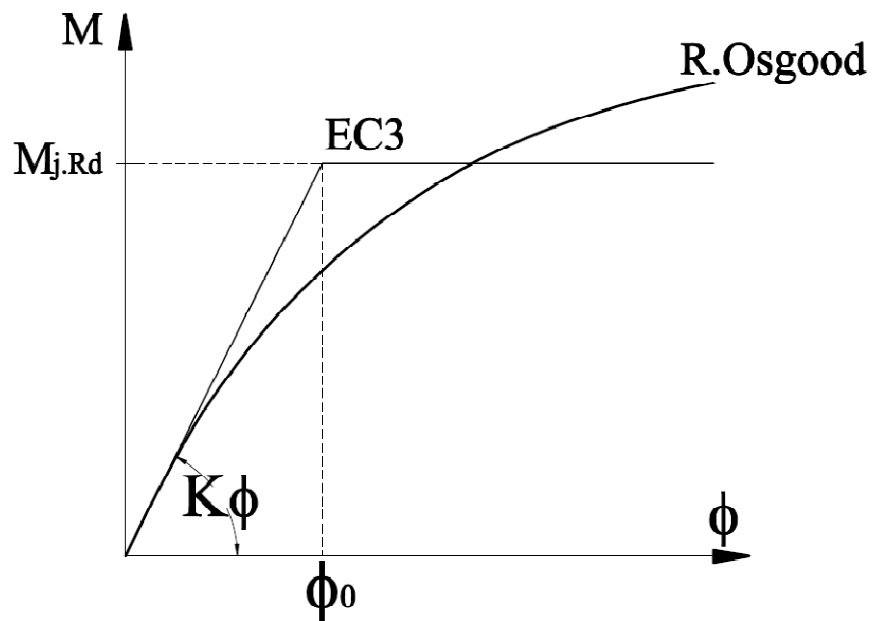


Figura 2.13 – Representações matemáticas da curva momento rotação da ligação.

## 2.2.5 MODELO T-STUB EQUIVALENTE

O *T-stub* equivalente é um modelo simplificado para o cálculo da rigidez e resistência de ligações parafusadas, constando de dois elementos em *T* ligados entre si por parafusos nas mesas, como é mostrado na Figura 2.14. Isto permite avaliar as componentes principais das ligações parafusadas. No caso da ligação do modelo estudado é aplicado nas componentes: mesa da coluna em flexão e chapa de topo em flexão.

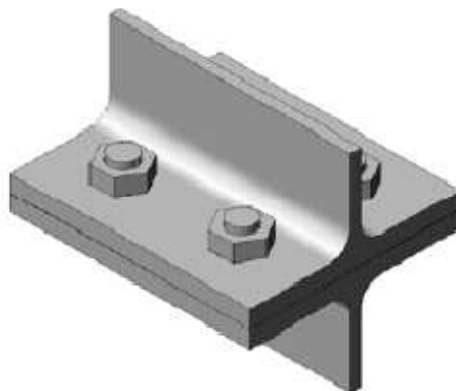


Figura 2.14 – Modelo *T-stub* equivalente utilizado para o cálculo (FAELLA *et al.*, 2000)

A identificação e orientação dos *T-stub* modelados para a ligação de chapa de topo simples é indicada nas Figura 2.15 e Figura 2.16.

O modelo do *T-stub* equivalente foi proposto inicialmente por YEE e MELCHERS (1986), onde é adotado um método para obter a curva momento-rotação de ligações com chapa de topo estendida. Os princípios básicos dos métodos são usados na atualidade.

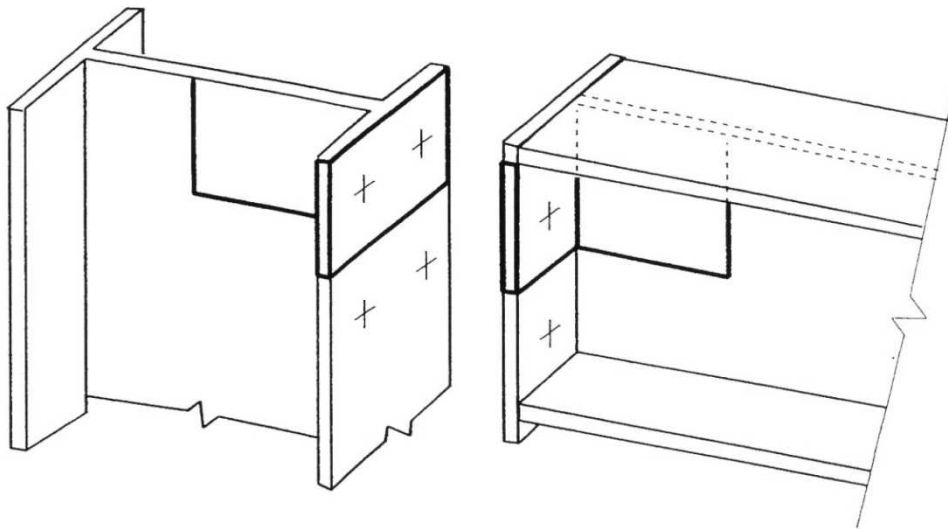


Figura 2.15 – Modelo da mesa da coluna e da chapa de topo como *T-stub* (ECCS, 1999).

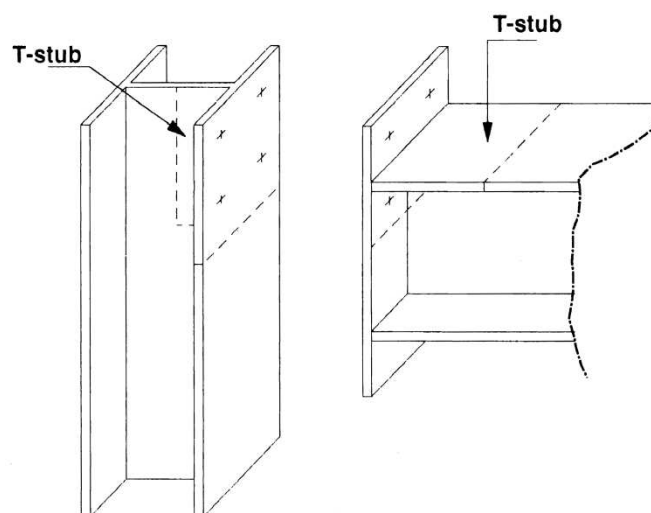


Figura 2.16 – Esquema dos *T-stub* modelados para uma ligação de chapa de topo estendida (YEE e MELCHERS, 1986)

### 2.2.5.1 Resistência do *T-Stub* Equivalente.

*Modos de ruptura.* Em um *T-stub* onde são ligadas as mesas em uma única linha de parafusos, são considerados três mecanismos de ruptura diferentes (FAELLA *et al.*, 2000), mostrados na Figura 2.17.

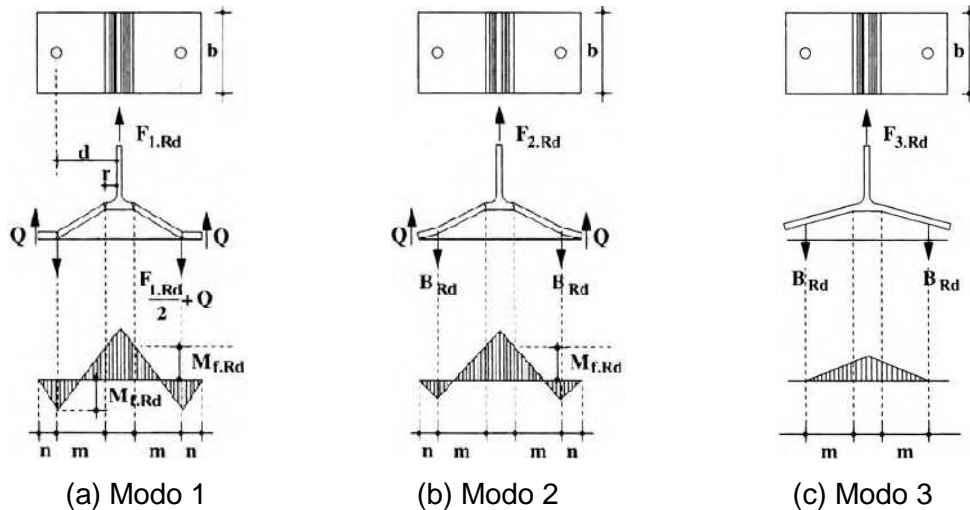


Figura 2.17 - Os três mecanismos de colapso do *T-stub* equivalente (FAELLA *et al.*, 2000)

**Mecanismo de colapso tipo 1.** É caracterizado pela formação de quatro rótulas plásticas nas mesas (Figura 2.17(a)). Duas são devidas à flexão causadas pelos parafusos e são situadas na altura dos eixos dos parafusos. As outras duas são localizadas na união entre a mesa e a alma do perfil;  $m$  é a distância entre o eixo do parafuso e seção entre a alma e a mesa da coluna, onde a formação da rótula plástica é esperada, e o Eurocódigo EC3-1.8 (2003) define como:

$$m = d - 0,8r \quad \text{Eq. (2.12)}$$

onde  $d$  representado na Figura 2.17, é a distancia do eixo do parafuso até a alma e  $r$  é o raio de curvatura da união entre a mesa e alma do perfil. A resistência do mecanismo de ruptura é definida como:

$$F_{T.1.Rd} = \frac{4M_{f.Rd}}{m} \quad \text{Eq. (2.13)}$$

Onde  $M_{f.Rd}$  é o momento resistente das mesas do *T-stub*. Neste caso pode-se produzir um grande aumento da resistência ao considerar a influência do parafuso. Sua ação concentra-se no eixo do mesmo, mas é estendida por toda a área debaixo da cabeça da porca.

**Mecanismo de colapso tipo 2.** É caracterizado pela formação de duas rótulas plásticas nas mesas, na zona da união mesa-alma, e pela ruptura dos parafusos (Figura 2.17 (b)). Aumentam-se as forças de alavanca ( $Q$ ) e se produz a ruptura dos parafusos sem a ocorrência da rótula na zona correspondente ao eixo do parafuso (como aconteceria no mecanismo de colapso 1).

A condição de plastificação da mesa é dada pela Eq. (2.14):

$$B_{Rd}m - Q(n + m) = M_{f.Rd} \quad \text{Eq. (2.14)}$$

Onde  $B_{Rd}$  é a resistência axial do parafuso. Portanto, as forças do efeito alavanca na condição última é dado por:

$$Q = \frac{B_{Rd}m - M_{f.Rd}}{(n + m)} \quad \text{Eq. (2.15)}$$

Em conseqüência, pelo equilíbrio é obtida a resistência de projeto  $F_{t.2.Rd}$  dada na Eq. (2.16),

$$F_{T.2Rd} = 2(B_{Rd} - Q) \quad \text{Eq. (2.16)}$$

substituindo o valor de  $Q$  da Eq. (2.16) obtemos a resistência final como:

$$F_{T.2Rd} = \frac{2M_{f.Rd} + 2\sum F_{t.Rd}}{m + n} \quad \text{Eq. (2.17)}$$

onde  $n$  representa a distancia entre o eixo do parafuso e o ponto de aplicação da força  $Q$ .

**Mecanismo de colapso tipo 3.** Finalmente, este mecanismo corresponde ao colapso por ruptura somente dos parafusos, neste caso não aparecem forças pelo braço de alavanca, e sua resistência é dada a seguir:

$$F_{T.3Rd} = 2B_{Rd} \quad \text{Eq. (2.18)}$$

A resistência do elemento *T-stub* ficará definida pelo menor valor das resistências dos mecanismos de colapso:

$$F_{T.Rd} = \min \{ F_{T.1.Rd}, F_{T.2.Rd}, F_{T.3.Rd} \} \quad \text{Eq. (2.19)}$$

FAELLA *et al.* (2000) propõem adotar o parâmetro  $\beta_{Rd}$  para identificar de maneira simples o modo de ruptura do *T-stub*:

$$\beta_{Rd} = \frac{4M_{f.Rd}}{2B_{Rd}m} \quad \text{Eq. (2.20)}$$

Onde  $M_{f.Rd}$  é a resistência de projeto à flexão das mesas,  $B_{Rd}$  é a resistência axial do parafuso e  $m$  é a distancia entre o eixo do parafuso e a união entre a mesa e a alma do *T-stub*, onde é esperada a formação da ruptura plástica Eq. (2.12).

O parâmetro  $\beta_{Rd}$  relaciona a resistência da mesa e do parafuso com o modo de colapso. Com o parâmetro geométrico  $\lambda = n/m$ , pode ser definido o mecanismo de colapso 1 quando  $\beta_{Rd} \leq \frac{2\lambda}{1+2\lambda}$ ; o mecanismo de colapso 2 quando  $\frac{2\lambda}{1+2\lambda} < \beta_{Rd} \leq 2$  e o mecanismo de colapso 3 quando  $\beta_{Rd} > 2$ .

Como a resistência da chapa é proporcional à sua espessura, o primeiro mecanismo de colapso é próprio de chapas finas, enquanto que o terceiro mecanismo é próprio de chapas grossas. O segundo e terceiro mecanismos, ao provocar a ruptura dos parafusos, produzem mecanismos com menor ductilidade que o primeiro. Para obter a resistência do *T-stub* é requerido também a correta definição da resistência à flexão das mesas, e vem dada por:

$$M_{f.Rd} = \frac{b_{eff} t_f^2 f_y}{6 \gamma_{M0}} \quad \text{Eq. (2.21)}$$

Onde  $t_f$  é a espessura da mesa do *T-stub*,  $b_{eff}$  é a largura efetiva,  $f_y$  é a tensão de escoamento e  $\gamma_{M0}$  é o coeficiente parcial de segurança.

A largura efetiva  $b_{eff}$  é o parâmetro mais significativo da expressão da Eq. (2.21). É calculada a partir de uma equivalência entre o modelo *T-stub* e o colapso real da chapa. A expressão desta largura tem sido muito pesquisada.

Para defini-la são considerados três mecanismos de ruptura (FAELLA *et al.*, 2000): padrão circular; padrão não-circular; padrão viga.

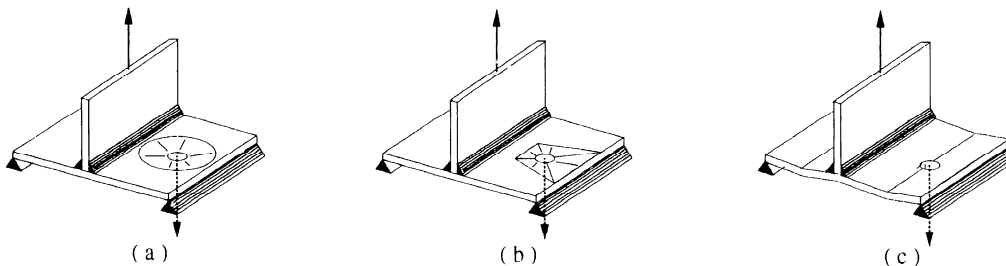


Figura 2.18 - Linhas de ruptura dos *T-stub* aparafusados com uma linha de parafusos (FAELLA *et al.*, 2000).

De acordo com o colapso plástico, a largura efetiva é tal que a carga de colapso seja a mínima. Pelo que é considerada a menor de todas as possíveis.

Para os diferentes componentes, o Eurocódigo leva inicialmente para os modos 1 e 2 a largura correspondente aos padrões não circulares. Só para o modo 1 é requerida a comprovação também do padrão circular.

As fórmulas de resistência adotadas no Eurocódigo para os modos 1 e 2 de ruptura não levam em conta a interação momento e esforço cortante. FAELLA *et al.* (2000) demonstram como a diminuição da resistência devida a essa interação é mínima, podendo ser considerada desprezível. Somente em casos em que a relação

geométrica  $\frac{m}{t_f} \leq 2,5$ , a influência de tal interação é superior ao 10%.

Resulta adequada a simplificação realizada na formulação apresentada pelo Eurocódigo, na qual é desprezada esta interação.

### **2.2.5.2 Rigidez do *T-stub* equivalente.**

As principais formas de deformação das ligações parafusadas são modeladas de acordo com o modelo do *T-stub* equivalente. Portanto, o problema da rigidez axial de ligações em *T* (FAELLA *et al.*, 2000) é de vital importância. Infelizmente, este problema não pode ser resolvido em uma forma rigorosa a partir de um ponto de vista teórico.

A utilização de uma largura efetiva da ligação em *T* diferente para a rigidez é coerente. A rigidez axial da ligação *T* tem que ser relacionada apenas ao comportamento elástico. Em contrapartida, as larguras efetivas para os cálculos de resistência devem ter em conta a redistribuição plástica, e em particular o desenvolvimento de um mecanismo de linhas de ruptura.

A proposta adotada foi implementada por FAELLA *et al.* (2000), onde é obtida a largura efetiva da ligação em *T* considerando a equivalência no trecho elástico entre o comportamento real e o modelo de viga. Seu modelo emprega uma largura efetiva  $b'_{eff}$  para os cálculos de rigidez diferente daquele empregado para a resistência  $b_{eff}$ . Analisam uma placa infinita engastada num extremo e carregada por uma força concentrada  $B$ , onde é simulada a ação do parafuso, aplicado na borda livre Figura 2.19.

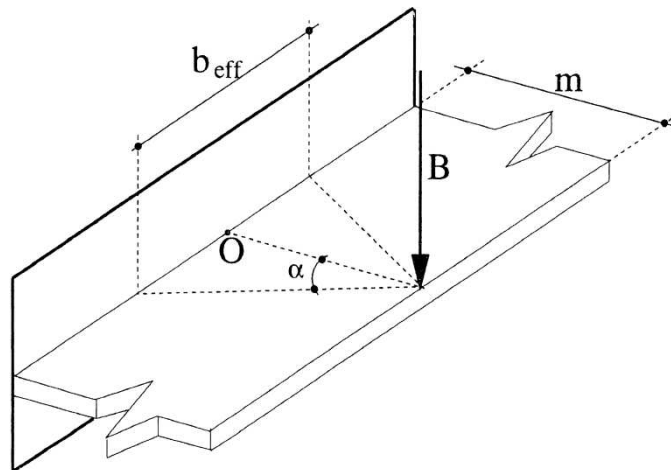


Figura 2.19 - Modelo da rigidez do *T-stub* de FAELLA *et al.* (2000)

Como resultado é obtida a seguinte condição geométrica:

$$\frac{b'_{eff}}{m} = 2m \tan \alpha \approx 2.21 \quad \alpha \approx 48^\circ \quad \text{Eq. (2.22)}$$

O resultado justifica a adoção de uma dispersão de 45° da ação concentrada do parafuso. Propõe-se tomar a largura efetiva para o cálculo da rigidez como

$$b'_{eff} = 2m + d_h \leq b \quad \text{Eq. (2.23)}$$

onde  $b$  é a largura real do elemento.

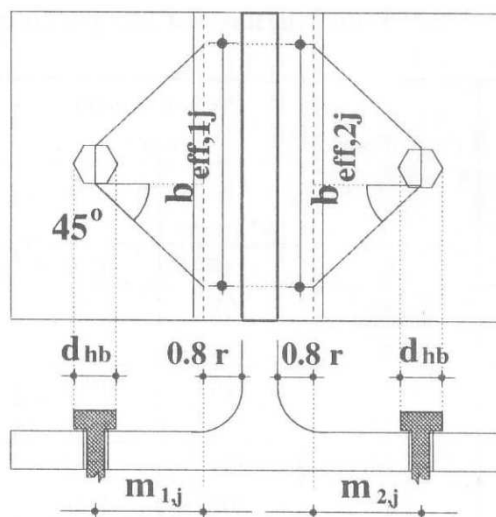


Figura 2.20 – Largura efetiva do *T-stub* equivalente (FAELLA *et al.*, 2000).

A rigidez axial dos elementos é obtida do modelo de viga equivalente. O deslocamento no extremo do consolo equivalente  $\delta$  vem expressado como (FAELLA *et al.*, 2000):

$$\delta = \frac{Bm^3}{3E \frac{b'_{\text{eff}} t_f^3}{12}} = \frac{4Bm^3}{Eb'_{\text{eff}} t_f^3} \quad \text{Eq. (2.24)}$$

Assim, omitindo a influência dos esforços de alavanca ( $B \cong F/2$ ), a rigidez axial  $K$  do elemento  $T$  pode se definir como:

$$K = \frac{F}{\delta} = 0.5E \frac{b'_{\text{eff}} t_f^3}{m^3} \quad \text{Eq. (2.25)}$$

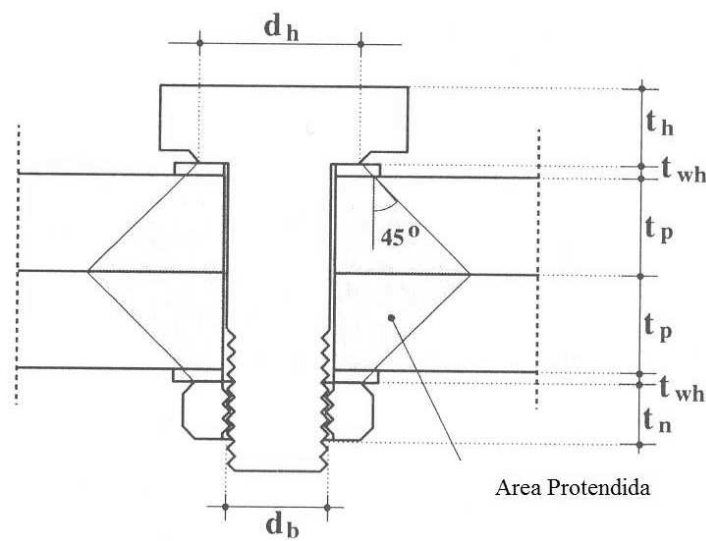


Figura 2.21 – Ação do parafuso através das chapas de ligação (FAELLA *et al.*, 2000).

No caso de mesas *T-stub* muito grossas, os parafusos não estão preparados para resistir o desprendimento das mesas conectadas, ou seja, não há deformação das mesas nem efeito alavanca, portanto a ação dos parafusos pode ser modelada como simplesmente apoiada nos eixos dos parafusos como mostrado na Figura 2.22(a). No caso de mesas muito finas, o carregamento dos parafusos impede o

desprendimento da mesa do *T-stub* na borda da cabeça dos mesmos, portanto, neste caso o comportamento da mesa pode ser representado por meio do esquema representado na Figura 2.22(c).

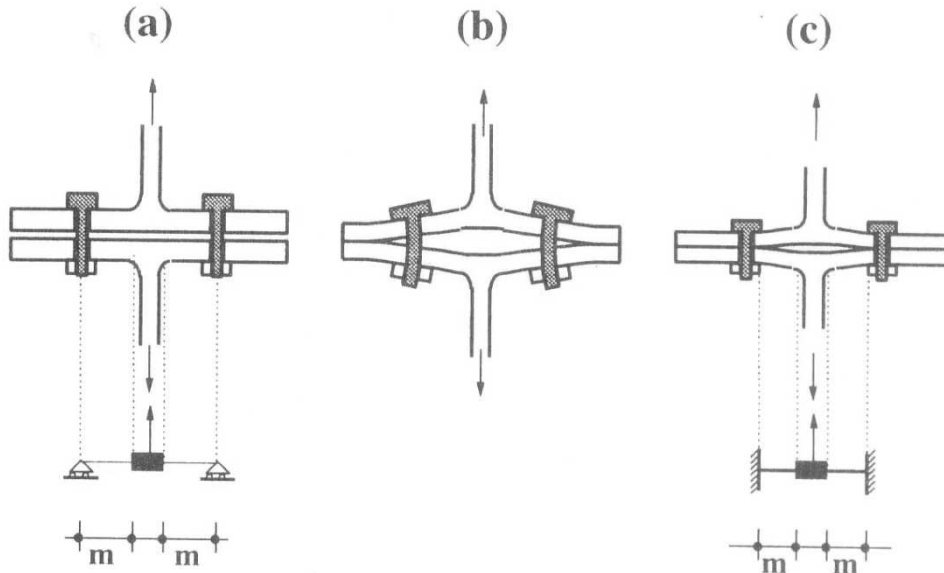


Figura 2.22 – Esquemas de comportamento do *T-stub* equivalente (ECCS, 1999).

## 2.2.6 ALMA DA COLUNA AO CISALHAMENTO

A resistência do componente da alma da coluna ao cisalhamento incluindo a influência da distribuição dos esforços internos é:

$$F_{cws.Rd} = \frac{M_{bi}}{h_i} = \frac{V_{cws.Rd}}{\beta_i} \quad \text{Eq. (2.26)}$$

Onde  $M_{bi}$  é o momento da viga do lado direito ou esquerdo da ligação dependendo da configuração da estrutura,  $\beta_i$  é igual a 1 no caso de ligações externas e 2 no caso de ligações internas com momentos iguais em ambos lados, e  $\beta=0$  no caso de momentos opostos, com distinto signo. A resistência da alma da coluna ao cisalhamento  $V_{cws.Rd}$  é dada por (EC3 parte 1.8, 2003):

$$V_{cws.Rd} = \frac{0,9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad \text{Eq. (2.27)}$$

Onde  $f_{y,wc}$  é o limite de escoamento da alma da coluna,  $A_{vc}$  é a área ao cisalhamento da coluna, e  $\gamma_{M0}$  é o fator de segurança parcial. Esta é a resistência da componente, que é reduzida pelo fator  $\beta_i$  para sua aplicação prática, isto é:

$$F_{cws.Rd} = \frac{V_{cws.Rd}}{\beta} \quad \text{Eq. (2.28)}$$

O factor  $\beta$  é acrescentado no Eurocódigo para inclusão de modo simples dos esforços internos na alma, dado o modelo estrutural proposto.

Para seções soldadas, a área ao cisalhamento  $A_{vc}$  é a da alma. Em perfis laminados, a área ao cisalhamento é definida pela Eq. (2.29) e a Figura 2.23:

$$A_{vc} = A_c - 2b_c t_{fc} + (t_{wc} + 2r_c) t_{cf} \quad \text{Eq. (2.29)}$$

onde  $A_c$  é a área da coluna e  $r_c$  é o raio de curvatura entre a mesa e a alma,  $b_c$ ,  $t_{fc}$  e  $t_{wc}$  são respectivamente, a largura da mesa, a espessura da mesa e a espessura da alma da seção da coluna.

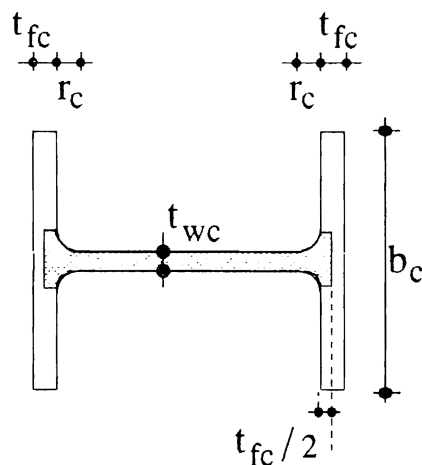


Figura 2.23 - Área ao cisalhamento definida pelo Eurocódigo para perfis laminados

(FAELLA *et al.*, 2000)

O fator 0,9 na Eq. (2.27) diminui a resistência. Deste modo é levada em consideração a influência da tensão normal  $\sigma$  devida ao esforço axial. No caso que o pilar não suporte uma carga axial significativa é subestimada a resistência da zona do painel. O valor estabelecido no Eurocódigo é seguro até uma carga axial de 45% da carga axial máxima da coluna (FAELLA *et al.*, 2000).

O modo explícito da influência do esforço axial da coluna na resistência da alma foi proposto por FAELLA *et al.* (2000). Aplicando o critério de plastificação de Hencky-Von Mises essa resistência é expressa como:

$$V_{cws.Rd} = \frac{f_{y.wc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \left[ 1 - \left( \frac{\sigma}{f_{y.cw}} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad \text{Eq. (2.30)}$$

Para a rigidez do componente da coluna submetida ao cisalhamento o EC3 Parte 1.8 (2003) indica como coeficiente de rigidez o seguinte parâmetro:

$$k_{cws} = \frac{0.38EA_{vc}}{\beta h_i} \quad \text{Eq. (2.31)}$$

O módulo de elasticidade do aço é  $E$ ,  $A_{vc}$  é a área ao cisalhamento da coluna. Para uma ligação sem enrijecedores, com viga de um lado ou ambos os lados e vigas semelhantes ligadas à coluna.

A Eq. (2.31) pode ser escrita também como:

$$k_{cws} = \frac{GA_{vc}}{\beta h_i} \quad \text{Eq. (2.32)}$$

Esta expressão corresponde à do Eurocódigo Eq. (2.31), na qual  $G$  é simplificada em função de  $E$ :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 0.38E \quad \text{Eq. (2.33)}$$

## 2.2.7 ALMA DA COLUNA EM COMPRESSÃO

O Eurocódigo (EC3 parte 1.8, 2003) determina a resistência da alma da coluna não enrijecida à compressão transversal como:

$$F_{cwc.Rd} = \frac{\omega k'_{wc} b_{eff.cwc} t_{wc} f_{y.wc}}{\gamma_{M0}} \quad \text{Eq. (2.34)}$$

Sempre que:

$$F_{cwc.Rd} \leq \rho \frac{\omega k'_{wc} b_{eff.cwc} t_{wc} f_{y.wc}}{\gamma_{M0}} \quad \text{Eq. (2.35)}$$

Onde  $\rho$  é o fator de redução à flambagem da chapa,  $b_{eff.cwc}$ ,  $t_{wc}$ ,  $f_{y.wc}$  são respectivamente a largura efetiva da alma da coluna à compressão, a espessura da alma da coluna, e o limite de escoamento do aço. A Eq. (2.34) define a resistência da alma da coluna ao esmagamento, enquanto a Eq. (2.35) leva em conta a flambagem da alma. O coeficiente  $\omega$  é um fator de redução que considera os possíveis efeitos de interação com a força cortante no painel da alma da coluna. O fator  $\omega$  depende do fator  $\beta$  e da largura efetiva  $b_{eff.cwc}$ . FAELLA *et al.* (2000) propõem uma fórmula distinta para este coeficiente:

$$\omega = \frac{1}{\left[ 1 + 3\beta^2 \xi^2 \left( \frac{b_{eff.cwc} t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}} \quad \text{Eq. (2.36)}$$

Para o parâmetro  $\xi$  é sugerido o valor  $\xi = 0,8$ , segundo estudos de TSAI e POPOV (1988).

A largura efetiva da alma do pilar à compressão,  $b_{eff.cwc}$ , é definida para uma ligação parafusada de seções de perfil laminado como:

$$b_{eff.cwc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_{ep} + 5(t_{fc} + r_c) s_p \quad \text{Eq. (2.37)}$$

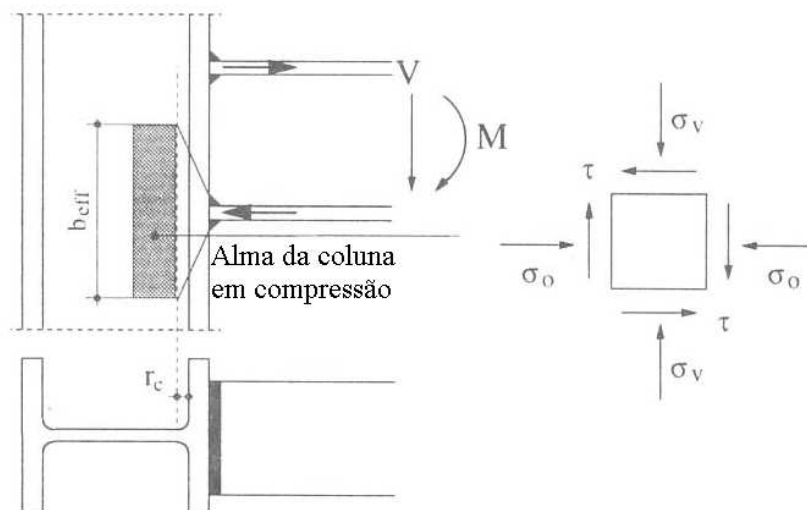


Figura 2.24 – Representação da largura efetiva  $b_{eff}$  da alma da coluna em compressão (FAELLA *et al.*, 2000).

O fator  $s_p$  é a largura efetiva supondo uma dispersão do esforço de  $45^\circ$  através da chapa de topo. Seu valor mínimo possível é  $t_{ep}$ . Se o comprimento inferior da chapa de topo permite, atinge um valor máximo de  $2t_{ep}$ . Pode se aplicar como estimativa:

$$s_p = t_{ep} + h_{ep} - L_{ep} - h_b - \sqrt{2}a_{ep} \quad \text{Eq. (2.38)}$$

Onde  $t_{ep}$ ,  $h_{ep}$ ,  $L_{ep}$ ,  $h_b$  e  $a_{ep}$  são respectivamente a espessura e a altura da chapa de topo, a altura da viga, e o raio de curvatura da solda entre a chapa de topo e a viga.

$\rho$  é o fator de redução à flambagem da chapa, definido como:

$$\rho = \begin{cases} 1,0 \rightarrow se \bar{\lambda}_p \leq 0,72 \\ \frac{\bar{\lambda}_p - 2}{\bar{\lambda}_p^2} \rightarrow se \bar{\lambda}_p > 0,72 \end{cases} \quad \text{Eq. (2.39)}$$

sendo  $\bar{\lambda}_p$  a esbelteza da chapa:

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff.cwc} d_{wc} f_{y.wc}}{Et_{wc}^2}} \quad \text{Eq. (2.40)}$$

onde  $d_{wc}$  é a altura livre da alma do perfil, para uma coluna *I* ou *H* laminada:

$$d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + r_c) \quad \text{Eq. (2.41)}$$

Esta formulação é derivada da fórmula clássica de Winter (FAELLA *et al.*, 2000):

$$F'_{cwc.Rd} = F_{cwc.Rd} \left[ \frac{1}{\bar{\lambda}} \left( 1 - \frac{0.22}{\bar{\lambda}} \right) \right] \leq F_{cwc.Rd} \quad \text{Eq. (2.42)}$$

$$\bar{\lambda} = \left( \frac{b_{cwc.Rd} t_{wc} f_{y.cw}}{F_{cr}} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Eq. (2.43)}$$

$$F_{cr} = \frac{\pi E t_{wc}^3}{3(1-\nu^2) d_{wc}} \quad \text{Eq. (2.44)}$$

A expressão da esbelteza, Eq. (2.40) empregada no Eurocódigo é desenvolvida e simplificada, tendo 0,2 em lugar de 0,22 na Eq. (2.42).

O fator de redução  $k'_{wc}$  (EC3-1.8, 2003) tem em consideração a tensão longitudinal máxima de compressão  $\sigma_{com.ed}$  devida ao esforço axial e ao momento fletor da coluna. Se esta excede  $0,7f_{y.wc}$  diminui-se o valor de  $F_{cwc.Rd}$  Eq. (2.35):

$$k'_{wc} = \begin{cases} 1.0 \rightarrow \text{quando } \sigma_{com.Ed} \leq 0,7 f_{y.wc} \\ 1,7 - \frac{\sigma_{com.Ed}}{f_{y.wc}} \rightarrow \text{quando } \sigma_{com.Ed} > 0,7 f_{y.wc} \end{cases} \quad \text{Eq. (2.45)}$$

Na maioria das vezes o valor do fator  $k'_{wc}$  é 1,0 e não é requerida nenhuma redução.

$k'_{wc}$  pode ser omitido nos cálculos preliminares, quando a tensão longitudinal é desconhecida, e ser comprovado depois (EC3 parte 1.8, 2003). Sua obtenção implica um processo iterativo. O valor deste parâmetro no Eurocódigo está limitado à unidade. Não inclui possíveis efeitos benéficos do estado de tensões biaxial no painel da alma a compressão. Portanto, FAELLA *et al.* (2000) propõem adotar a seguinte formulação alternativa:

$$k'_{wc} = \left[ 1 - \left( \frac{\sigma_v}{f_{y.cw}} \right)^2 + \left( \frac{\omega\sigma_v}{2f_{y.cw}} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} + \frac{\omega\sigma_v}{2f_{y.cw}} \quad \text{Eq. (2.46)}$$

A rigidez da alma da coluna sem enrijecedores é definida no Eurocódigo (EC3 parte 1.8, 2003) como

$$k_{cwc} = 0,7E \frac{b_{eff.cwc} t_{wc}}{d_{wc}} \quad \text{Eq. (2.47)}$$

onde  $b_{eff.cwc}$  é a largura efetiva definida pelo EC3-1.8 (2003) e é mostrada na Eq. (2.37), reduzida pelo fator 0,7.

Vários autores (FAELLA *et al.*, 2000; TSCHEMMERNEGG e HUMER, 1988) acham mais razoável, no lugar de reduzir a largura efetiva plástica tomada para a resistência, calcular um valor distinto da rigidez elástica. Para fazer isso, eles partem da dispersão a 45° da ação transmitida por a mesa comprimida.

$$b'_{eff.cwc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_b + 2(t_{fc} + r_c) \quad \text{Eq. (2.48)}$$

## 2.2.8 ALMA DA COLUNA À TRAÇÃO

O Eurocódigo expressa a resistência de projeto da alma da coluna à tração (EC3 Parte 1.8, 2003) como:

$$F_{cwt.Rd} = \frac{\omega b_{eff.cwt} t_{wc} f_{y.wc}}{\gamma_{M0}} \quad \text{Eq. (2.49)}$$

Como é mostrado na Figura 2.16, a mesa da coluna à flexão e a alma da coluna à tração são modeladas com o mesmo *T-stub*. Conseqüentemente, a largura efetiva  $b_{eff.t.wc}$  é a mesma que a largura efetiva do *T-stub* que representa a mesa do pilar. (EC3 Parte 1.8, 2003).

O factor  $\omega$  inclui efeitos de interação com o cisalhamento. É determinada como no caso da alma compressão (EC3 Parte 1.8, 2003), e a largura efetiva correspondente  $b_{eff.twc}$ .

A formulação proposta pelo Eurocódigo (EC3 Parte 1.8, 2003) Eq. (2.49) não inclui a influência da tensão axial, como é feito com o fator  $k_{wc}$  Eq. (2.34) para o caso da alma da coluna à compressão. A Eq. (2.49) pode ser modificada para adicionar a interação (FAELLA *et al.*, 2000, p. 105):

$$F_{cwt.Rd} = \frac{\omega b_{eff.cwt} t_{wc} f_{y.wc} k'_{cwt}}{\gamma_{M0}} \quad \text{Eq. (2.50)}$$

Onde:

$$k'_{cwt} = \left[ 1 - \left( \frac{\sigma_v}{f_{y.cw}} \right)^2 + \left( \frac{\omega \sigma_v}{2 f_{y.cw}} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{\omega \sigma_v}{2 f_{y.cw}} \quad \text{Eq. (2.51)}$$

A Eq. (2.51) atende ao critério de plasticidade de Hencky-Von Mises e é semelhante à proposta por FAELLA *et al.* (2000) para a alma da coluna à compressão Eq. (2.46) .

A rigidez da alma à tração da ligação com uma única linha de parafusos à tração é definida pelo Eurocódigo como

$$k_{cwc} = 0,7 E \frac{b_{eff.cwt} t_{wc}}{d_{wc}} \quad \text{Eq. (2.52)}$$

onde  $b_{eff.cwt}$  é a menor das larguras efetivas obtidas para a resistência minorada por 0,7.

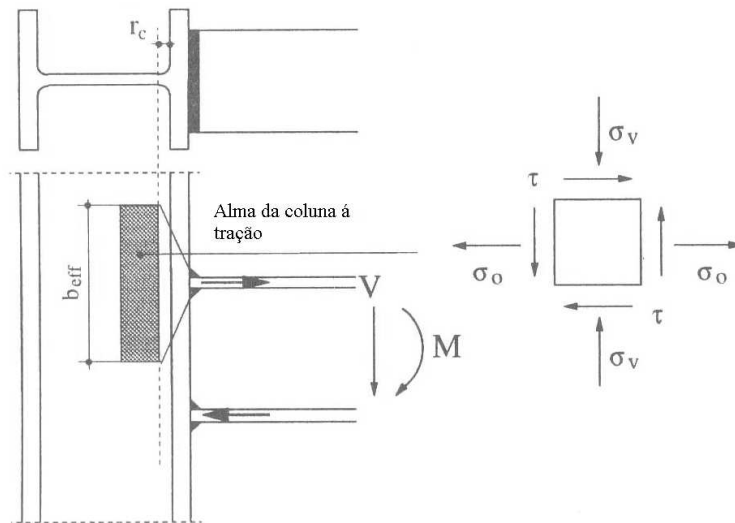


Figura 2.25 – Representação da largura efetiva  $b_{eff}$  da alma da coluna em compressão (FAELLA *et al.*, 2000).

Analogamente ao caso da largura efetiva no caso da alma da coluna sujeita à compressão em vez de reduzir a largura efetiva por um fator constante, é mais razoável adotar um modelo diferente para estimá-lo.

Com base em um grande programa experimental, FAELLA *et al.* (1996), sugeriram que seja avaliada considerando uma viga em balanço equivalente e adotando uma dispersão a 45° da ação concentrada dos parafusos. Para a mesa da coluna à flexão e à chapa de topo à flexão baseados no *T-stub* esta mesma hipótese foi proposto por FAELLA *et al.* (2000) para estimar a rigidez.

### 2.2.9 MESA DA COLUNA À FLEXÃO

A resistência deste componente é baseada no modelo do *T-stub* equivalente. A resistência de projeto e o modo de falha da mesa do pilar à flexão junto com os parafusos à tração corresponde à mesa do *T-stub* equivalente. As linhas de parafusos tem que ser consideradas individualmente e como grupo com as demais linhas de parafusos acima dela. A largura efetiva a adotar é dada pelo Eurocódigo (EC3 parte 1.8, 2003).

Para a rigidez deste componente o ECCS (1999) propõe adotar a seguinte fórmula

$$k_{cfb} = 0,85E \frac{b_{eff.cfb} t_{fc}^3}{m_c^3} \quad \text{Eq. (2.53)}$$

onde  $b_{eff.cfb}$  é a largura efetiva.

## 2.2.10 CHAPA DE TOPO À FLEXÃO

Este componente se modela também por meio do modelo *T-stub* equivalente, tal como a mesa da coluna à flexão. A linha de parafusos acima da mesa da viga é calculada de forma diferente das outras linhas de parafusos interiores, se toma a mesa da viga como se fosse um enrijecedor, e são calculados os coeficientes por meio das equações da Figura 2.26 e o ábaco da Figura 2.27.

Tabela 2.3. Larguras efetivas para placas de topos.

Localção da linha de parafusos	Larguras efetivas para placas de topos			
	Linha de parafusos considerada individualmente		Linha de parafusos considerada como parte de um grupo	
	Padrão Circular	Padrão Não-Circular	Padrão Circular	Padrão Não-Circular
Primeira linha de parafusos baixo a mesa da viga em tração	$2\pi m$	$\alpha m$	$\pi m + p$	$0.5p + \alpha m - (2m + 0.625e)$
Linha de parafusos interna	$2\pi m$	$4m + 1.25e$	$2p$	$p$
Linha de parafusos final	$2\pi m$	$4m + 1.25e$	$\pi m + p$	$2m + 0.625e + 0.5p$

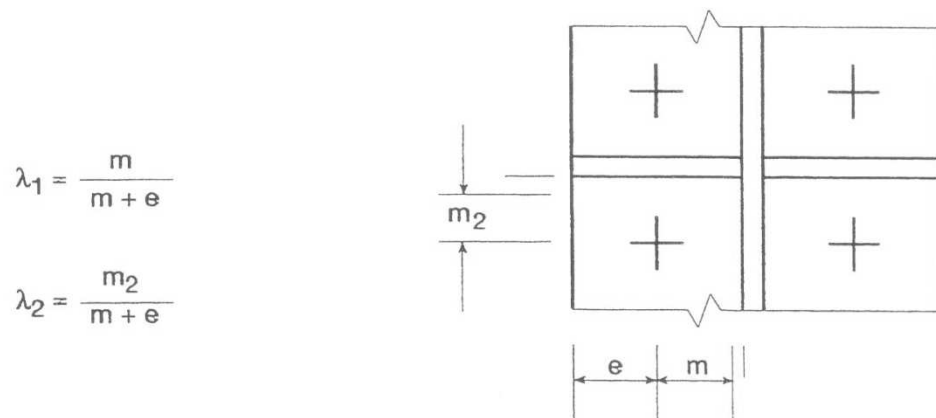


Figura 2.26 – Equações para o calculo de  $\lambda_1$  e  $\lambda_2$  para achar o valor de  $\alpha$  (ECCS, 1999)

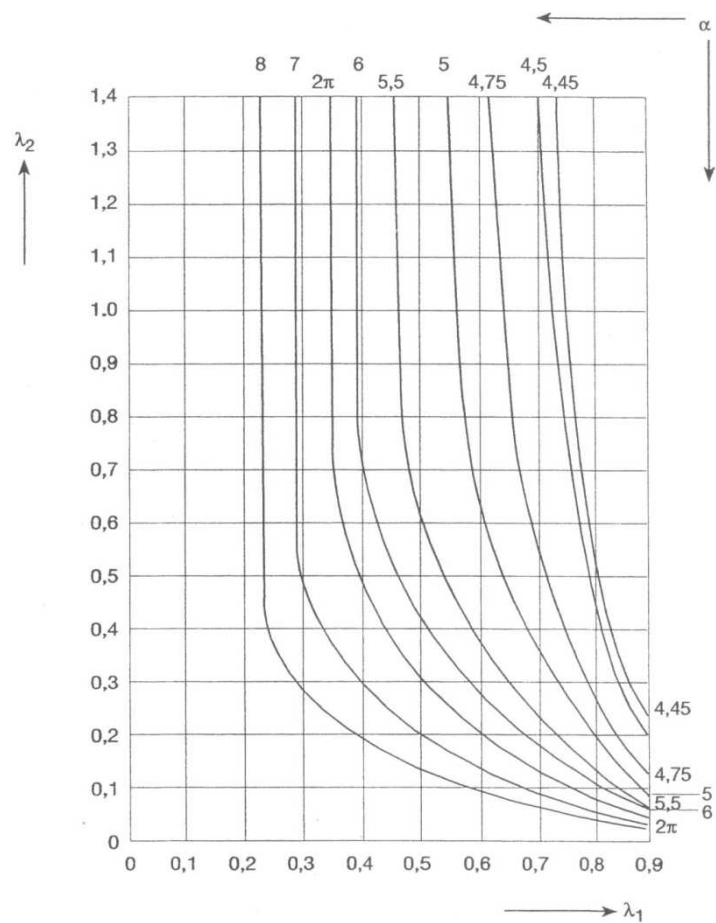


Figura 2.27 – Valores de  $\alpha$  para mesas de colunas enrijecidas e placas de topo (ECCS, 1999)

A rigidez desta componente é baseada também no modelo do *T-stub* equivalente. Por tanto as formulações são iguais à mesa da coluna à flexão ECCS (1999):

$$k_{epb} = 0.85E \frac{b_{eff,ep} t_{ep}^3}{m_{ep}^3} \quad \text{Eq. (2.54)}$$

### 2.2.11 ALMA DA VIGA À TRAÇÃO

Para o método dos componentes é suposto que a deformação da alma da viga à tração é contida na deformação da viga por flexão. Por tanto não colabora na flexibilidade da ligação mas sim na sua resistência.

De acordo com o EC3 parte 1.8 (2003) numa ligação com chapa de topo aparafusada a resistência de projeto à tração é obtida como:

$$F_{bwt,Rd} = \frac{b_{eff,bwt} t_{bw} f_{y,bw}}{\gamma_{M0}} \quad \text{Eq. (2.55)}$$

A largura efetiva  $b_{eff,bwt}$  deve ser igual à largura efetiva do *T-stub* equivalente que representa a chapa de topo à flexão como grupo ou individualmente.

### 2.2.12 MESA E ALMA DA VIGA À COMPRESSÃO

Como no caso da componente da alma da viga à tração sua deformação é contida na deformação à flexão da viga. Por tanto constitui uma limitação à resistência do conjunto ligação-viga, de modo que não pode exceder à da viga.

FAELLA *et al.* (2000) dão uma expressão para a resistência conjunta à compressão da mesa e a alma da viga como:

$$F_{bfc,Rd} = \frac{M_{b,Rd}}{h_b - t_{fb}} \quad \text{Eq. (2.56)}$$

onde  $M_{b,Rd}$  é o momento resistente de projeto da seção transversal da viga, e vem expressado por:

$$M_{b.Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Eq. (2.57)}$$

### 2.2.13 PARAFUSOS À TRAÇÃO

A resistência dos parafusos é incluída implicitamente no modelo *T-stub* equivalente em cada um dos modos de colapso. Por tanto não pode se considerar sua resistência independente ao *T-stub* que pertencem, para este caso seria o formado pela chapa de topo à flexão e a mesa da coluna à flexão.

Para a rigidez, o modelo proposto do *T-stub* não compreende a deformação dos parafusos, só é modelada a deformação das mesas dos perfis. Por isso deve conter a rigidez dos parafusos explicitamente no modelo de rigidez.

Por tanto, a rigidez para uma linha de parafusos à tração é dada pelo EC3 como:

$$k_{bt} = E \frac{1.6A_s}{L_b} \quad \text{Eq. (2.58)}$$

onde  $L_b$  é o comprimento de alongamento do parafuso, e é definida como:

$$L_b = t_{fu} + t_{fl} + 2t_{wh} + \frac{t_h + t_n}{2} \quad \text{Eq. (2.59)}$$

Onde  $t_{wh}$ ,  $t_h$ ,  $t_n$ , são as espessuras das arruelas, da cabeça do parafuso e da porca, respectivamente. Além,  $t_{fu}$  e  $t_{fl}$  são as espessuras da mesa do elemento superior e inferior, respectivamente.

O coeficiente 1.6 diminui a resistência dos parafusos. Leva em consideração a influência dos esforços de alavanca, que produzem um incremento nos esforços axiais nos parafusos (FAELLA *et al.*, 2000). No caso do mecanismo de ruptura tipo 3, o coeficiente vale 2, porque não se produzem esforços de alavanca.

## 2.3 MÉTODO DOS COMPONENTES A TEMPERATURAS

### ELEVADAS

Durante um incêndio, as estruturas metálicas estão sujeitas a alteração das suas propriedades mecânicas e térmicas, e ao desenvolvimento de tensões devido à dilatação na fase de aquecimento e à contração dos elementos aquecidos na fase de arrefecimento (SILVA *et al.*, 2001).

Portanto, em situação de incêndio, tal como observado em ensaios em estruturas reais (MOORE, 1997), e em resultados experimentais de elementos isolados (EL-RIMAWI *et al.*, 1997), as ligações que foram projetadas como rotuladas à temperatura ambiente conseguem absorver níveis de resistência e rigidez consideráveis quando sujeitas a temperaturas elevadas, aumentando o tempo de vida útil da estrutura. Isto é devido ao fato de que, com elevação de temperatura, as ligações rotuladas adquirem maior rigidez que as rígidas, já que se produz o fenômeno onde a viga encosta na coluna, e se agarra, ganhando rigidez.

Para avaliar o comportamento das ligações metálicas em situação de incêndio o método dos componentes é adaptado e aplicado ao cálculo do comportamento de ligações metálicas a temperaturas elevadas.

Para avaliar a resposta não-linear de ligações metálicas em situação de incêndio é necessário que as propriedades mecânicas do material aço mudem com o incremento da temperatura. No presente modelo do método dos componentes esta variação é implementada ao nível de cada componente, onde a rigidez elástica é diretamente proporcional ao módulo de elasticidade do aço, e a resistência de cada componente da ligação depende da tensão de escoamento do aço.

A degradação do aço estrutural com o incremento de temperatura é caracterizada pela redução da tensão de escoamento com o coeficiente  $k_{y,\theta}$  e o módulo de elasticidade com o coeficiente  $k_{E,\theta}$  de acordo com o EC3 Parte 1.2 (2003) e

como é mostrado na Tabela 2.4, onde  $k_{b,\theta}$  é o coeficiente de redução do módulo de elasticidade do aço dos parafusos.

Tabela 2.4 – Fatores de redução da resistência ao escoamento ( $k_{y,\theta}$ ) e do módulo de elasticidade do aço ( $k_{E,\theta}$ ) - ABNT NBR 14323 (1999).

Temperatura do aço $\theta_a$ (°C)	Fator de redução para a resistência ao escoamento dos aços laminados ( $k_{y,\theta}$ )	Fator de redução para o módulo de elasticidade dos aços laminados ( $k_{E,\theta}$ )
20	1.000	1.0000
100	1.000	1.0000
200	1.000	0.9000
300	1.000	0.8000
400	1.000	0.7000
500	0.780	0.6000
600	0.470	0.3100
700	0.230	0.1300
800	0.110	0.0900
900	0.060	0.0675
1000	0.040	0.0450
1100	0.020	0.0225

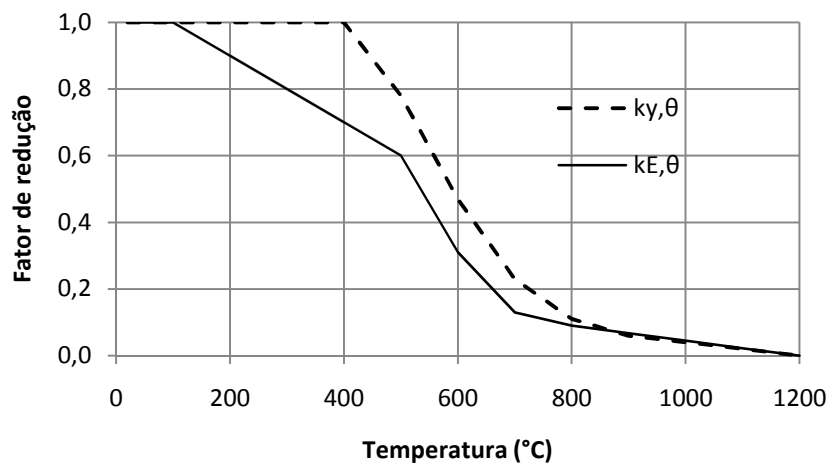


Figura 2.28 – Fatores de redução para a resistência ao escoamento ( $k_{y,\theta}$ ) e módulo de elasticidade ( $k_{E,\theta}$ ) do aço a altas temperaturas - ABNT NBR 14323 (1999).

A curva proposta pela *International Organization for Standardization*, ISO 834 (1999), é adotada pela NBR 14323 (1999) e NBR 5628 (1980) para incêndios provenientes da queima de material celulósico, sendo expressa da seguinte forma:

$$\theta_g(t) = \theta_0 + 345 \cdot \log(8 \cdot t + 1) \quad \text{Eq. (2.60)}$$

A figura abaixo ilustra a curva de temperatura descrita pela Eq. (2.60)

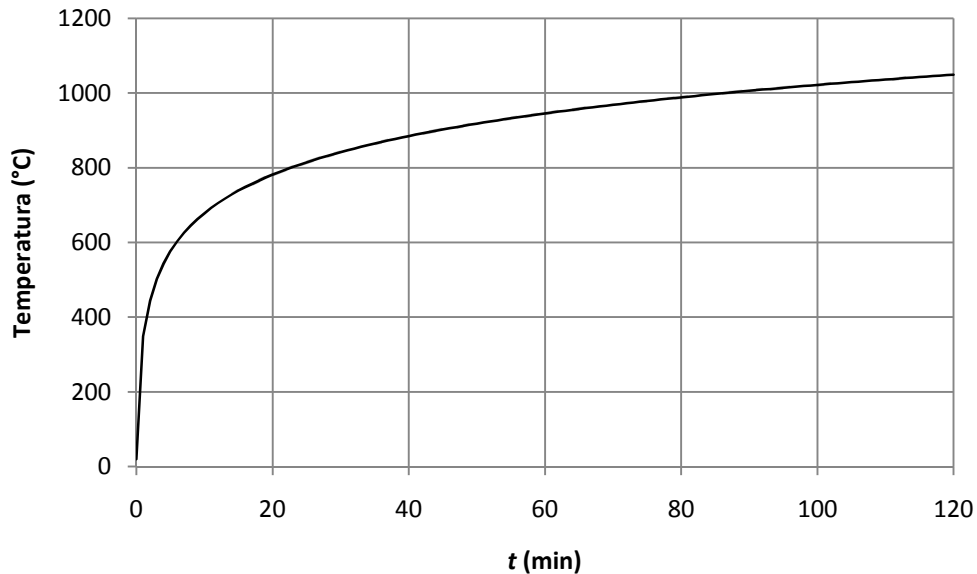


Figura 2.29 – Curva de incêndio padrão - ISO-834 (1999).

O calor específico ( $c_a$ ) em joule por quilograma e por grau Celsius ( $J/kg^\circ C$ ) do aço pode ser determinado por:

- para  $20^\circ C \leq \theta_a < 600^\circ C$

$$c_a = 425 + 7,73 \times 10^{-1} \theta_a - 1,69 \times 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \times 10^{-6} \theta_a^3 \quad \text{Eq. (2.61)}$$

- para  $600^\circ C \leq \theta_a < 735^\circ C$

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \quad \text{Eq. (2.62)}$$

- para  $735^\circ C \leq \theta_a < 900^\circ C$

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \quad \text{Eq. (2.63)}$$

- para  $900^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$

$$c_a = 650 \quad \text{Eq. (2.64)}$$

Em que  $\theta_a$  é a temperatura do aço, em grau Celsius.

De forma simplificada, o calor específico pode ser tomado independentemente da temperatura do aço, adotando-se o valor de  $600 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$ . A Figura 2.30 mostra a variação do calor específico com a temperatura, comparando-o com o valor simplificado.

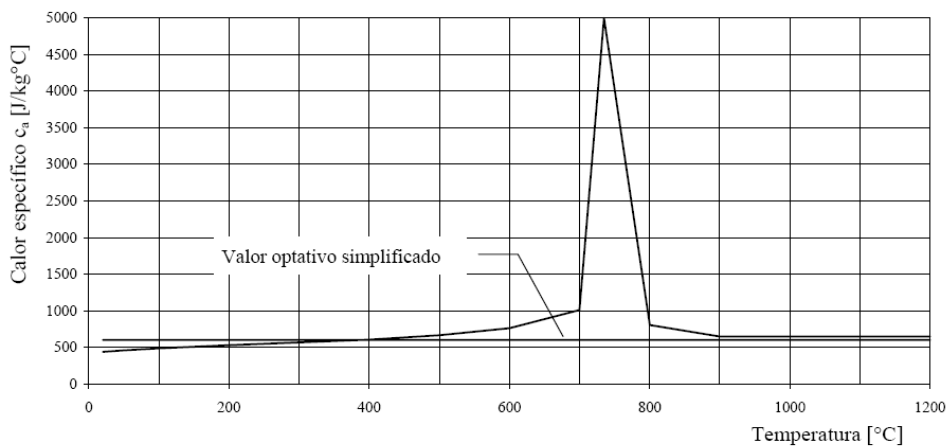


Figura 2.30 – Calor específico do aço em função da temperatura - ABNT NBR 14323 (1999).

### 2.3.1 COMPORTAMENTO MOMENTO-ROTAÇÃO

A relação não linear de RAMBERG-OSGOOD (1943) é usada neste trabalho para representar as curvas momento-rotação das ligações propostas em situação de incêndio e é dada pela Eq. (2.65):

$$\phi_r(M) = M \frac{\phi_0}{M_{jRd}} \left( \frac{1}{k_E} \right) \left[ 1 + \left( \frac{M}{M_{jRd}} \right)^{n_r - 1} \right] \quad \text{Eq. (2.65)}$$

Onde  $\phi_0$  é a rotação permanente da ligação, dada pela Eq. (2.66),  $n_r$  é o fator de forma que caracteriza a inclinação da curva momento rotação;  $k_{E,\theta}$  é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura, e  $M_{jRd}$  é o momento fletor de projeto da ligação.

$$\phi_0 = \frac{M_{jRd}}{k_\phi} \quad \text{Eq. (2.66)}$$

Os parâmetros da ligação são mostrados na Figura 2.13 por meio da relação de Ramberg-Osgood em comparação com a curva simplificada bilinear proposta pelo EC3-1.8 (2003).

# 3

## ***MODELAGEM DO ELEMENTO VIGA-COLUNA***

---

### **3.1 PROPRIEDADES TERMO-MECÂNICAS PARA CONDIÇÕES DE INCÊNDIO**

As propriedades térmicas dependentes da temperatura e dos materiais são consideradas em conformidade com a parte 1.2 do EC4 (2003).

É assumido que as barras expostas ao fogo são aquecidas uniformemente ao longo de todo o comprimento e entorno de todo o perímetro da seção exposta. Um valor resultante de emissividade de 0,5 para o aço é assumido para o fluxo radiativo de calor, onde um coeficiente de transferência de calor de  $25 \text{ W/}^\circ\text{Cm}^2$  é adotado para fluxo convectivo. Como é recomendada na parte 1.2 do EC4 (2003), a temperatura para a ligação é assumida uniforme e igual à temperatura média da mesa inferior da viga na metade do vão, quando esta suportar qualquer tipo de laje de concreto.

Baseado na distribuição da temperatura na seção, os efeitos térmicos estruturais da estrutura são automaticamente levados em conta pelo programa SAAFE (*System for Advanced Analysis for Fire Engineering*) - Sistema de Análise Avançada de Estruturas sob Fogo (LANDESMAN, 2003). A variação das propriedades mecânicas da seção, como a resistência e rigidez efetiva, em função do tempo de incêndio e da temperatura, é considerada, levando em conta a relação tensão

deformação ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ) para o aço a elevadas temperaturas como propõe o EC4 -1.2 (2003).

Os fatores de redução das propriedades mecânicas do aço em função da temperatura, do módulo de elasticidade  $k_E$ , o limite de escoamento  $k_y$  e para o limite de escoamento dos parafusos  $k_b$  são apresentados na Figura 3.1.

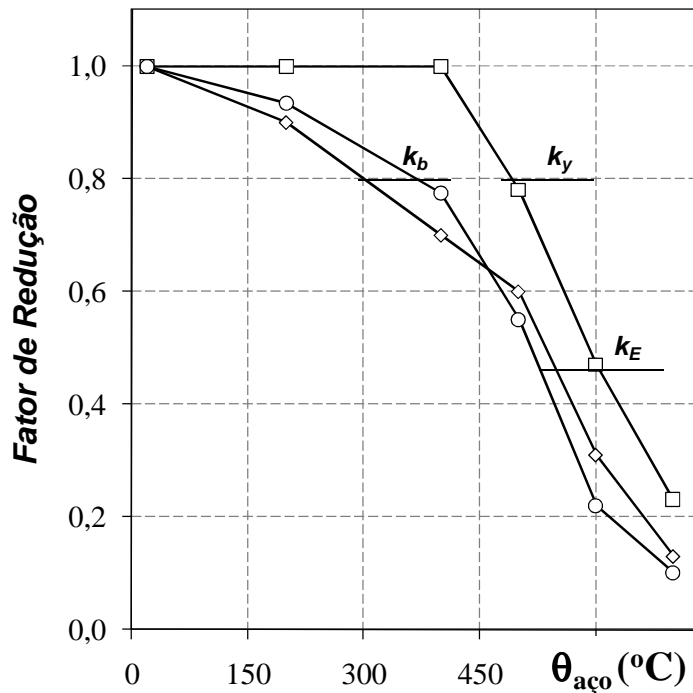


Figura 3.1 – Fatores de redução.

### 3.2 ELEMENTO VIGA-COLUNA INELÁSTICO

Para garantir a resistência da estrutura aos estados limites últimos e seu desempenho sob condições de utilização é preciso a análise de segurança estrutural. Usualmente este processo é dividido em duas etapas distintas, primeiramente é realizada uma análise estrutural elástica que identifica os esforços seccionais nos elementos estruturais e, na segunda etapa, são dimensionadas as barras isoladas, considerando formulações prescritivas baseadas na teoria da plasticidade.

Nesta análise avançada de estruturas, a verificação dos estados limite e análise são levadas em conta simultaneamente mediante uma formulação rigorosa do

comportamento inelástico dos materiais, a consideração do equilíbrio da estrutura na condição deformada e as imperfeições geométricas dos elementos. O tipo de análise avançada aplicada neste trabalho é o método da rótula plástica refinada, o qual leva em conta o efeito da não-linearidade física do material. Para levar em conta a inelasticidade são implementados dois parâmetros que degradam a rigidez do elemento em função das tensões residuais, das imperfeições geométricas e do diagrama Tensão-Deformação do material. Nas regiões extremas do elemento de barra atua um parâmetro que degrada a rigidez flexional, ou seja, nos pontos onde poderá ocorrer a rótula plástica. Para modelar os efeitos decorrentes da compressão axial no elemento é preciso a introdução do módulo de elasticidade tangente  $E_t$ . O método é computacionalmente eficiente, já que os parâmetros são introduzidos através de expressões analíticas, ou seja, não são calculados durante a análise estrutural e não é necessária nenhuma modificação na modelagem estrutural.

As ligações são modeladas como molas rotacionais, fisicamente ligadas aos extremos dos elementos, levando em conta as curvas Momento-Rotação-Temperatura em caso de incêndio descritas pela relação RAMBERG-OSGOOD (1943) citado anteriormente no capítulo 2 deste trabalho Eq. 2.65.

Baseado no comportamento momento-rotação avaliada para cada extremidade do elemento, a rigidez tangente da ligação ( $R_{kt}$ ), pode ser obtida em qualquer nível de carregamento e é dada pela expressão da Eq. (3.1). A presença do fator  $k_E$  é usado para introduzir a influência da temperatura e  $M$  é o momento na ligação. A rigidez inicial da ligação ( $R_{kti}$ ) pode ser facilmente obtida ao diferenciar na origem da curva, como é mostrado na Figura 3.2 e na Eq. (3.2)

$$R_{kt} = \frac{dM}{d\phi_r} = \frac{k_E \cdot M_{jRd}}{\phi_r \left[ 1 + n_r \left( \frac{M}{M_{jRd}} \right)^{n_r - 1} \right]} \quad \text{Eq. (3.1)}$$

$$R_{kti} = \left. \frac{dM}{d\phi_r} \right|_{M=0} = \frac{M_{jRd}}{\phi_r} k_E \quad \text{Eq. (3.2)}$$

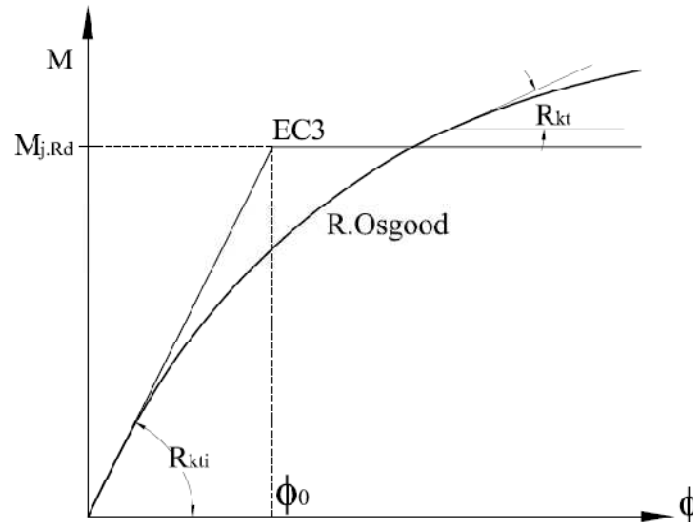


Figura 3.2 – Relação Momento-Rotação segundo EC3 e Ramberg Osgood.

O comportamento térmico dos elementos submetidos ao fogo é obtido por meio do programa de elementos finitos *SAAFE* (LANDESMAN, 2003), que realiza uma análise não-linear de transferência de calor transiente 2D FEM (COOK *et al.*, 1989). O programa *SAAFE* se divide em 2 etapas, ligadas entre si pelo cálculo das propriedades equivalentes de combinações de ações, como mostra a Figura 3.3. Todo o processo se repete por varias iterações até que a estrutura perca a condição de estabilidade estrutural.

A Figura 3.3 ilustra as principais etapas do programa *SAAFE*:

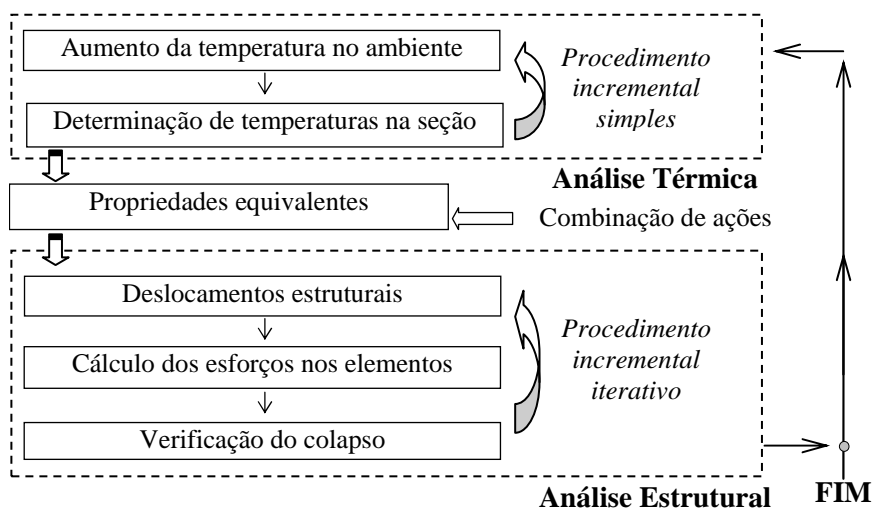


Figura 3.3 – Etapas do programa SAAFE

A não-linearidade física dos materiais em função da temperatura é considerada através dos diagramas tensão *versus* deformação apresentados no Eurocódigo 4 parte 1.2 (2004).

A relação força-deslocamento do elemento viga-coluna com ligações semi-rígidas nas extremidades, implementado no programa SAAFE, é expressa em termos das funções de estabilidade, através do Método das Funções de Estabilidade,  $S_1$  e  $S_2$ , derivada das condições de equilíbrio do elemento viga-coluna (CHEN *et al.*, 1996), do modo a capturar a interação entre esforços axiais e momentos fletores com apenas um elemento de barra. Este método é capaz de prever o comportamento elástico das estruturas, adotando um número reduzido de elementos de barra. Baseado no método dos deslocamentos, as restrições e considerações gerais na modelagem do elemento viga-coluna são apresentadas a seguir:

- Seções permanecem planas após as deformações, de modo que as deformações decorrentes do cisalhamento podem ser desprezadas;
- As tensões e as deformações se relacionam lineamente, sendo válida a Lei de Hooke;

- Os perfis de aço são considerados compactos, segundo o AISC/LRFD (2005). Desta forma, não há flambagem local dos elementos constituintes do perfil;
- Não são consideradas solicitações transversais atuantes ao longo do elemento, que devem ser transformadas em forças nodais equivalentes;
- Considera-se que os perfis estejam suficientemente travados lateralmente para que a flambagem lateral torsional possa ser desprezada;
- Os efeitos do encurtamento de curvatura não foram incluídos no modelo.

A Figura 3.4 apresenta uma viga-coluna em domínio elástico, sujeita a momentos fletores nas extremidades e a um carregamento axial:

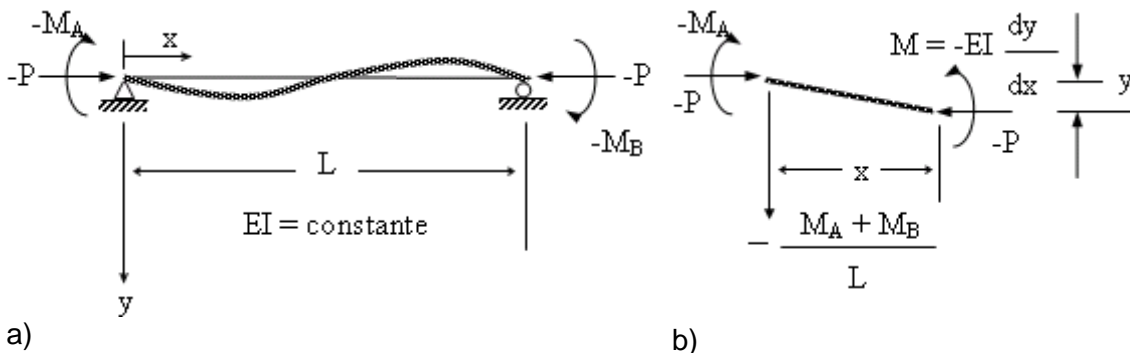


Figura 3.4 (a) Elemento de viga-coluna utilizado; (b) Elemento infinitesimal em equilíbrio cinemático (LANDESMANN, 2007b).

Aplicando o equilíbrio no elemento infinitesimal apresentado na Figura 3.4-b, é obtida a seguinte equação diferencial ordinária, onde  $\rho = \sqrt{P/EI}$ , cuja solução geral é obtida mediante a análise das raízes de  $r^2 + a \cdot r + b = 0$ , conforme apresentado em BOYCE (1980).

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + \rho^2 y = -\frac{M_A + M_B}{LEI} + \frac{M_A}{EI} \quad \text{Eq. (3.3)}$$

Para P positivo, isto é, para um elemento sujeito ao esforço axial de compressão, a linha elástica  $y(x)$  é dada por:

$$y = A \operatorname{sen}(\rho x) + B \cos(\rho x) + \frac{M_A + M_B}{LEI\rho^2} x - \frac{M_A}{EI\rho^2} \quad \text{Eq. (3.4)}$$

As constantes de integração A e B são obtidas a partir da substituição das condições de contorno  $y(0) = 0$  e  $y(L) = 0$  na equação anterior, obtendo-se:

$$A = -\frac{1}{EI\rho^2 \operatorname{sen}(\rho L)} [M_A \cos(\rho L) + M_B] \quad \text{Eq. (3.5)}$$

$$B = \frac{M_A}{EI\rho^2} \quad \text{Eq. (3.6)}$$

Reescrevendo a Eq. (3.4) em função dos momentos de extremidade  $M_A$  e  $M_B$ , é obtida a equação da linha elástica do elemento viga-coluna:

$$y = \frac{1}{EI\rho^2} \left[ \frac{\cos(\rho L)}{\operatorname{sen}(\rho L)} \operatorname{sen}(\rho x) - \cos(\rho x) - \frac{x}{L} + 1 \right] M_A + \frac{1}{EI\rho^2} \left[ \frac{1}{\operatorname{sen}(\rho L)} \cos(\rho x) - \frac{x}{L} \right] M_B \quad \text{Eq. (3.7)}$$

A rotação dos elementos é dada pela derivada de 3.4 em relação ao eixo dos x:

$$\Theta(x) = \frac{dy(x)}{dx} = \frac{1}{E \cdot I \cdot \rho} \cdot \left[ \frac{\cos(\rho \cdot L)}{\operatorname{sen}(\rho \cdot L)} \cdot \cos(\rho \cdot x) + \operatorname{sen}(\rho \cdot x) - \frac{1}{\rho \cdot L} \right] \cdot M_A + \frac{1}{E \cdot I \cdot \rho} \cdot \left[ \frac{\cos(\rho \cdot x)}{\operatorname{sen}(\rho \cdot L)} - \frac{1}{\rho \cdot L} \right] \cdot M_B \quad \text{Eq. (3.8)}$$

Portanto, as rotações nas extremidades dos elementos A ( $x = 0$ ) e B ( $x = L$ )

$$\Theta_A = \frac{dy}{dx} \Big|_{x=0} = -\frac{L}{EI} \left[ \frac{\operatorname{sen}(\rho L) - \rho L \cos(\rho L)}{(\rho L)^2 \operatorname{sen}(\rho L)} \right] M_A - \frac{L}{EI} \left[ \frac{\operatorname{sen}(\rho L) - \rho L}{(\rho L)^2 \operatorname{sen}(\rho L)} \right] M_B \quad \text{Eq. (3.9-a)}$$

$$\Theta_B = \frac{dy}{dx} \Big|_{x=L} = -\frac{L}{EI} \left[ \frac{\text{sen}(\rho L) - \rho L}{(\rho L)^2 \text{sen}(\rho L)} \right] M_A - \frac{L}{EI} \left[ \frac{\text{sen}(\rho L) - \rho L \cos(\rho L)}{(\rho L)^2 \text{sen}(\rho L)} \right] M_B \quad \text{Eq. (3.9-b)}$$

A relação axial carga-deslocamento, ignorando-se os efeitos de curvatura, pode ser expressa como:

$$P = \frac{EA}{L} e \quad \text{Eq. (3.10)}$$

A elástica do elemento viga-coluna são representadas pelas equações 3.9 e 3.10 em função dos seus esforços de extremidade. Organizando estas equações na forma matricial, obtém-se:

$$f = K \cdot d \quad \text{Eq. (3.11)}$$

Aqui  $f$  é o vetor de forças nodais,  $K$  é a matriz de rigidez do elemento e  $d$  é o vetor de deslocamentos. A equação anterior pode ser escrita em forma expandida como:

$$\begin{Bmatrix} M_A \\ M_B \\ P \end{Bmatrix} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} S_1 & S_2 & 0 \\ S_2 & S_1 & 0 \\ 0 & 0 & A/I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Theta_A \\ \Theta_B \\ e \end{Bmatrix} \quad \text{Eq. (3.12)}$$

Os parâmetros  $S_1$  e  $S_2$  são denominados funções de estabilidade e consideram implicitamente os efeitos  $P-\delta$  e da flambagem elástica, na formulação da rigidez à flexão do elemento. A seguir, são mostradas as funções de estabilidade para o caso de tração ( $P > 0$ ) e compressão ( $P < 0$ ), onde  $\rho = P / (\pi^2 EI / L^2)$ :

$$S_1 = \begin{cases} \frac{\pi\sqrt{\rho}\text{sen}(\pi\sqrt{\rho}) - \pi^2\rho\text{cos}(\pi\sqrt{\rho})}{2 - 2\text{cos}(\pi\sqrt{\rho}) - \pi\sqrt{\rho}\text{sen}(\pi\sqrt{\rho})} & \text{para } P < 0 \\ \frac{\pi^2\rho\text{cosh}(\rho L) - \pi\sqrt{\rho}\text{senh}(\pi\sqrt{\rho})}{2 - 2\text{cosh}(\pi\sqrt{\rho}) + \pi\sqrt{\rho}\text{senh}(\pi\sqrt{\rho})} & \text{para } P > 0 \end{cases} \quad \text{Eq. (3.13-a)}$$

$$S_2 = \begin{cases} \frac{\pi^2\rho - \pi\sqrt{\rho}\text{sen}(\pi\sqrt{\rho})}{2 - 2\text{cos}(\pi\sqrt{\rho}) - \pi\sqrt{\rho}\text{sen}(\pi\sqrt{\rho})} & \text{para } P < 0 \\ \frac{\pi\sqrt{\rho}\text{senh}(\pi\sqrt{\rho}) - \pi^2\rho}{2 - 2\text{cosh}(\pi\sqrt{\rho}) + \pi\sqrt{\rho}\text{senh}(\pi\sqrt{\rho})} & \text{para } P > 0 \end{cases} \quad \text{Eq. (3.13-b)}$$

Quando a força axial  $P$  for nula, as funções de estabilidade tornam-se indeterminadas, pois a hipótese de  $P \neq 0$  da Eq. (3.3) não é válida. Para solucionar este problema, adotam-se as seguintes expressões aproximadas propostas por LUI (1985), limitadas em  $|\rho| \leq 2$ :

$$S_1 = 4 + \frac{2\pi^2\rho}{15} - \frac{(0,01\rho + 0,543)\rho^2}{4 + \rho} - \frac{(0,004\rho + 0,285)\rho^2}{8,183 + \rho} \quad \text{Eq. (3.14-a)}$$

$$S_2 = 2 - \frac{\pi^2\rho}{30} - \frac{(0,01\rho + 0,543)\rho^2}{4 + \rho} - \frac{(0,004\rho + 0,285)\rho^2}{8,183 + \rho} \quad \text{Eq. (3.14-b)}$$

Conforme citado anteriormente o programa SAAFE utiliza um elemento de viga coluna que leva em conta os efeitos de plasticidade, sendo o modelo original modificado pela presença da rigidez tangente, para que leve em conta as ligações do elemento viga coluna. Esta modificação foi feita inserindo a rigidez tangente nas funções de estabilidade, como são apresentadas pelas Eq. (3.15) a Eq. (3.19) e Figura 3.5.

$$\begin{Bmatrix} \dot{M}_A \\ \dot{M}_B \\ \dot{P} \end{Bmatrix} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} S_{ii}^* & S_{ij}^* & 0 \\ S_{ij}^* & S_{jj}^* & 0 \\ 0 & 0 & A/I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\phi}_A \\ \dot{\phi}_B \\ \dot{e} \end{Bmatrix} \quad \text{Eq. (3.15)}$$

Onde os seguintes términos são considerados:

$$S_{ii}^* = \frac{S_{ii} + \frac{EI \cdot S_{ii} \cdot S_{jj}}{LR_{ktB}} - \frac{EI \cdot S_{ij}^2}{LR_{ktB}}}{\left(1 + \frac{EI \cdot S_{ii}}{LR_{ktA}}\right) \left(1 + \frac{EI \cdot S_{jj}}{LR_{ktB}}\right) - \left(\frac{EI^2}{L}\right) \left(\frac{S_{ij}^2}{R_{ktA} R_{ktB}}\right)} \quad \text{Eq. (3.16)}$$

$$S_{jj}^* = \frac{S_{jj} + \frac{EI \cdot S_{ii} \cdot S_{jj}}{LR_{ktA}} - \frac{EI \cdot S_{ij}^2}{LR_{ktA}}}{\left(1 + \frac{EI \cdot S_{ii}}{LR_{ktA}}\right) \left(1 + \frac{EI \cdot S_{jj}}{LR_{ktB}}\right) - \left(\frac{EI^2}{L}\right) \left(\frac{S_{ij}^2}{R_{ktA} R_{ktB}}\right)} \quad \text{Eq. (3.17)}$$

$$S_{ij}^* = \frac{S_{ij}}{\left(1 + \frac{EI \cdot S_{ii}}{LR_{ktA}}\right) \left(1 + \frac{EI \cdot S_{jj}}{LR_{ktB}}\right) - \left(\frac{EI^2}{L}\right) \left(\frac{S_{ij}^2}{R_{ktA} R_{ktB}}\right)} \quad \text{Eq. (3.18)}$$

$$S_{ii} = \left[ S_1 - \frac{S_2^2}{S_1} (1 - \eta_B) \right] \eta_A ; \quad \text{Eq. (3.19)}$$

$$S_{jj} = \left[ S_1 - \frac{S_2^2}{S_1} (1 - \eta_A) \right] \eta_B ; \quad \text{Eq. (3.20)}$$

$$S_{ij} = \eta_A \eta_B S_2 \quad \text{Eq. (3.21)}$$

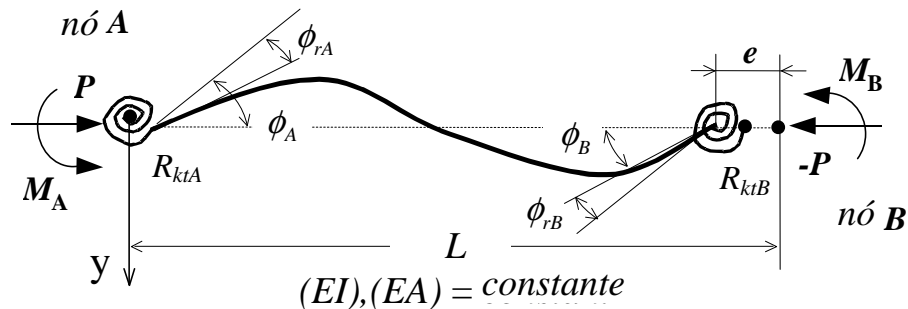


Figura 3.5 – Elemento viga-coluna com ligações nos extremos (LANDESMANN *et al.*, 2009)

As rigidezes axial ( $EA$ ) e flexional ( $EI$ ) equivalentes são substituídas pelos respectivos termos para condições de incêndio: ( $EA_\theta$ ) e ( $EI_\theta$ ); os quais são avaliados em função do tempo transcorrido de incêndio, levando-se em consideração a correspondente distribuição de temperatura e o módulo de elasticidade (obtido em função da temperatura em cada elemento), conforme expresso nas Eq. (3.22) e Eq.

(3.23), onde  $A$  é a área da seção,  $y$  altura do elemento,  $k_{E,\theta}$  é o fator de redução do módulo de elasticidade ( $E$ ):

$$EA_{\theta} = \int_A k_E E \cdot dA \quad \text{Eq. (3.22)}$$

$$EI_{\theta} = \int_A k_E E \cdot y^2 dA \quad \text{Eq. (3.23)}$$

O programa SAAFE adota um procedimento numérico baseado no esquema de integração de *Newmark* para ter em conta nas respostas mecânicas axiais e flexionais inelásticas, para diferentes distribuições de temperatura (LANDESMANN *et al.*, 2005). Neste procedimento, um modelo potencial de três parâmetros proposto originalmente por KISHI-CHEN (CHEN *et al.*, 1996) é usado para representar a curva inelástica de Momento-Curvatura  $M-\kappa$ ; dado pela Eq. (3.24) onde os seguintes parâmetros são levados em conta: (1) rigidez elástica ( $EI_{el}$ ) avaliada na tangente na origem da curva  $M-\kappa$ ; (2) resistência flexional última ( $M_u$ ), correspondendo ao limite horizontal da curva  $M-\kappa$ ; (3) o parâmetro de forma  $n$ :

$$M(\kappa) = \frac{\kappa \cdot EI_{el}}{\left(1 + \left(\frac{\kappa \cdot EI_{el}}{M_u}\right)^n\right)^{\frac{1}{n}}} \quad \text{Eq. (3.24)}$$

O conceito do fator de redução inelástica  $\eta$ , que representa a relação entre a rigidez flexional elástica e inelástica (CHEN *et al.*, 1996), derivadas de estruturas mistas em condição de incêndio (LANDESMANN *et al.*, 2008) é dado pela Eq. (3.25), onde ( $EI_{in}$ ) é a resistência flexional inelástica.

$$\eta = \frac{EI_{in}}{EI_{el}} = \frac{1}{EI_{el}} \frac{dM(\kappa)}{d\kappa} = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{\kappa \cdot EI_{el}}{M_u}\right)^n\right]^{1+\frac{1}{n}}} \quad \text{Eq. (3.25)}$$

O comportamento inelástico de colunas de aço e mistas em condições de elevadas temperaturas, sob a solicitação axial pura de compressão ou tração, é também

simulado pelo programa SAAFE (LANDESMANN *et al.*, 2005, 2008). Neste caso, o conceito de módulo tangente efetivo ( $E_t$ ), anteriormente desenvolvido para estimar a resistência última de barras comprimidas para condições de temperatura normais (CHEN *et al.*, 1996) é calculado pelo SAAFE para representar a transição suave do domínio elástico para o domínio inelástico. Neste procedimento, uma superfície de interação  $P$ - $M$  é avaliada para capturar a combinação de forças axiais ( $P$ ) e momento fletor ( $M$ ). O cálculo das curvas de interação  $P$ - $M$  pode se feito para cada etapa de tempo do incêndio.

A resistência última da seção para condições normais de temperatura (20°C),  $Mu_{20}$  e  $Pu_{20}$ , são modificadas levando em conta a tensão efetiva limite ( $f_{u,\theta}$ :  $f_{y,\theta}$  para aço e  $f_{c,\theta}$  para o concreto). A resistência plástica equivalente, associada respectivamente com a resistência axial ( $Pu_\theta$ ) e flexional ( $Mu_\theta$ ) é determinada pela Eq. (3.26) e Eq. (3.27).

$$Pu_\theta = \int_A f_{u,\theta} dA \quad \text{Eq. (3.26)}$$

$$Mu_\theta = \int_A f_{u,\theta} |y| dA \quad \text{Eq. (3.27)}$$

As deformações térmicas causadas pelo incremento de temperatura são levadas em conta pelas forças de engastamento perfeito (GATEWOOD, 1957). Para uma distribuição de temperatura não uniforme ao longo da seção, as forças restauradoras axiais ( $Pu_\theta$ ) e flexionais ( $Mu_\theta$ ) são avaliadas pelas equações Eq. (3.28) e Eq. (3.29), onde  $\varepsilon_\theta$  é o coeficiente de expansão térmica temperatura - dependente (EC4-1.2, 2003).

$$P_\theta = \int_A \varepsilon_\theta K_E E \cdot dA \quad \text{Eq. (3.28)}$$

$$M_\theta = \int_A \varepsilon_\theta K_E E \cdot y dA \quad \text{Eq. (3.29)}$$

# 4

## **EXEMPLO DE APLICAÇÃO**

---

### **4.1 DESCRIÇÃO GERAL.**

Um pórtico estrutural metálico de 2 andares e 3 vãos é analisado como exemplo neste trabalho e mostrado na Figura 4.1 para verificar a influência da ligação no comportamento da estrutura em condições de incêndio. Os elementos de coluna são compostos por 4 perfis 6m UC 152x152x23 as vigas constam de 3 vãos de 8m com perfis UB 254x102x22. O comportamento misto é considerado para as vigas propostas, admitindo interação total entre o perfil de aço e uma laje de concreto de 10 cm espessura, moldada in loco, com  $f_{c,20} = 20$  MPa – compressão característica para 20°C. As barras da armadura na laje não são consideradas no projeto da viga. As seguintes propriedades mecânicas para o aço S275 são consideradas na análise:  $f_{y,20} = 322$  MPa e  $E = 197$  kN/mm<sup>2</sup> para 20°C, foram experimentalmente medidas por AL-JABRI *et al.* (2005).

Um incêndio com curva de projeto para incêndio padrão ISO-834 (1999) é imposto para ocorrer no primeiro andar, entre as colunas 2 e 3, como é indicado na Figura 4.1. Somente as partes inferiores da viga são parcialmente expostas ao fogo, enquanto é assumido que as colunas estão totalmente protegidas contra a ação do fogo. Uma carga estática externa no meio do vão ( $F = 7.9$  kN), correspondendo a 20% da resistência flexional nominal última da viga mista (aço-concreto) é considerada na análise. Três condições são assumidas para as ligações viga-coluna: (1) rígida; (2)

rotulada; (3) semi-rígida. O detalhamento construtivo da ligação semi-rígida é apresentado na Figura 4.2.

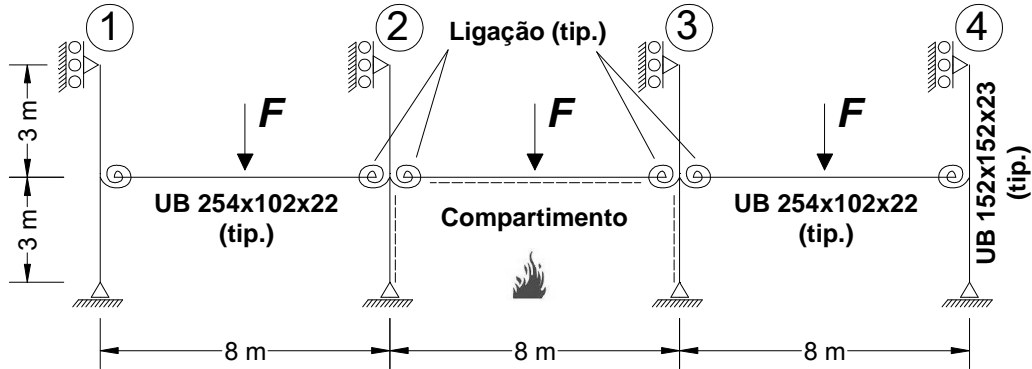


Figura 4.1 – Pórtico estrutural de 2 andares proposto.

A fim de verificar a aplicabilidade do proposto modelo do método dos componentes, previamente apresentado neste trabalho, foi selecionada uma ligação de chapa de topo de aço, ensaiada experimentalmente por AL-JABRI *et al.* (2005). O detalhamento da ligação é mostrado na Figura 4.2, a qual consiste de duas vigas UB 254x102x22 ligadas a uma coluna UC 152x152x23 por uma chapa de topo de 8 mm de espessura e 6 parafusos M16 grau 8.8.

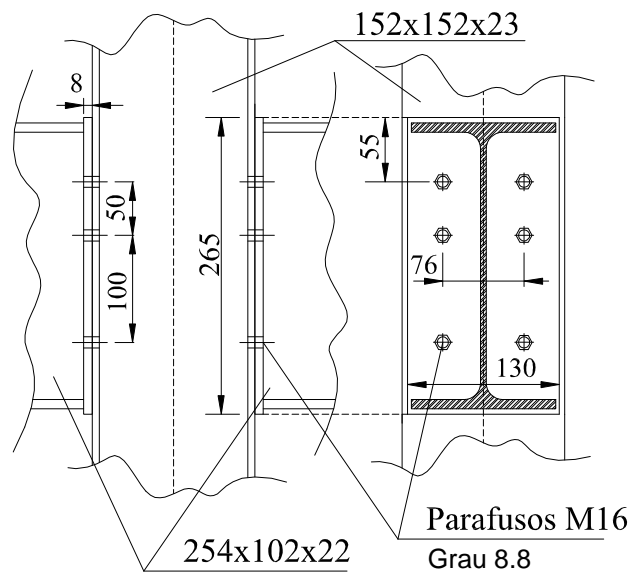


Figura 4.2 – Detalhamento da ligação proposta (AL-JABRI *et al.*, 2005) (dimensões em mm)

## 4.2 RESPOSTA TERMOMECÂNICA.

A resposta mecânica inelástica dos elementos mistos sob condições de incêndio, previamente apresentados neste trabalho, é aplicada nesta seção para a análise do elemento de viga mista UB 254x102x22.

A resposta à temperatura avaliada da viga mista proposta é dada na Figura 4.3, onde três pontos são selecionados para representar a temperatura através da altura da seção. Uma espessura de material de proteção passiva de 40 mm para isolamento foi considerada para a viga de aço. As seguintes propriedades de isolamento são levadas em conta: densidade de 800 kg/m<sup>3</sup>, calor específico 1700 J/kg°C e condutividade térmica de 0.17 W/m°C. É observado que a temperatura máxima ocorre na mesa inferior ( $\theta_3$ ), seguido da alma ( $\theta_2$ ) e a mesa superior, desde que este último ponto está parcialmente protegido pela laje de concreto. A curva de projeto para incêndio ISO-834 (1999) é também desenhada para comparar a evolução da temperatura no aço até o contorno médio.

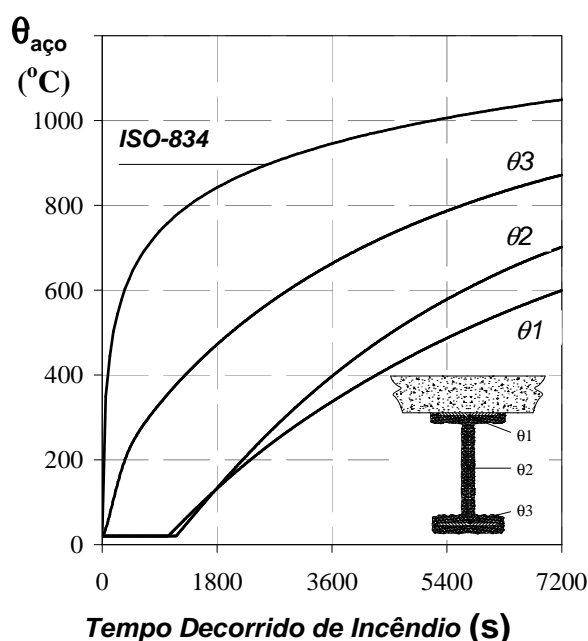


Figura 4.3 – Variação da temperatura na seção da viga mista 254x102x22 em função do tempo transcorrido de incêndio.

A resistência última da seção mista, por meio das curvas de interação P-M, em função do tempo de incêndio, pode ser verificada na Figura 4.4. Nesta figura, pode-se observar as curvas de interação de momento positivo e compressão (mesa inferior em tração). Devido à interação entre o comportamento misto aço-concreto bem como a presença do material de proteção térmica, uma redução do 10% é observada na primeira hora de incêndio, em comparação com a capacidade da seção a temperatura ambiente.

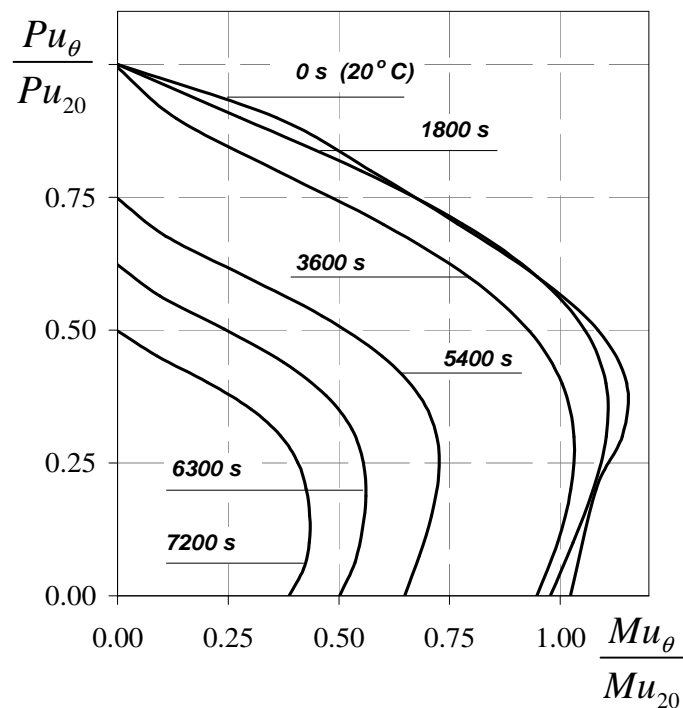


Figura 4.4 – Variação da superfície de resistência da seção da viga mista 254x102x22 para diferentes instantes de incêndio.

As variações da resistência plástica equivalente, associada com as resistências axiais ( $Pu_\theta$ ) e flexionais ( $Mu_\theta$ ), dadas pelas equações (3.48) e (3.49) são apresentadas na Figura 4.5, sendo normalizadas pela correspondente capacidade para condições normais de temperatura. Como mostrado, a capacidade inelástica da seção é continuamente reduzida como função do tempo transcorrido de incêndio. Deve-se notar que existe uma considerável mudança no comportamento flexional

depois de 1 hora de incêndio. As forças restauradoras equivalentes da seção para efeitos axiais ( $Pu_\theta$ ) e flexionais ( $Mu_\theta$ ), previamente dadas pelas equações 3.48 e 3.49, são mostradas na Figura 4.5 onde conforme passa o tempo se reduz a resistência unitária que é a carga axial variável com o tempo sobre a carga axial a temperatura ambiente, e para o caso da redução da resistência à flexão é o momento variável com o tempo sobre o momento a temperatura ambiente.

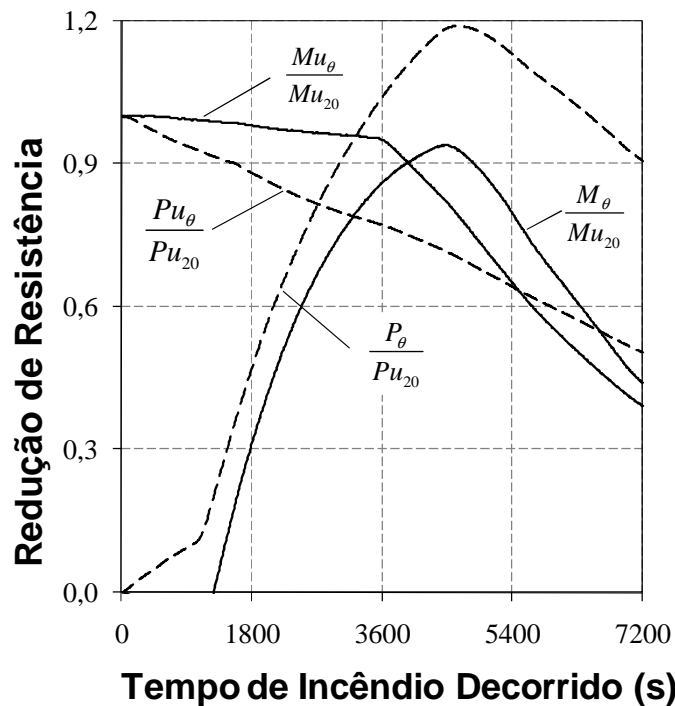


Figura 4.5 – Variação da resistência axial e de flexão na seção da viga mista 254x102x22 em função do tempo transcorrido de incêndio.

A modificação no elemento de rigidez axial e flexional como uma função do tempo transcorrido de incêndio, respectivamente  $EA$  e  $EI$ , é dado em forma normalizada pela Figura 4.6, onde pode ser observado o comportamento da influência da compressão e da tração no elemento de rigidez, como função do tempo transcorrido de incêndio.

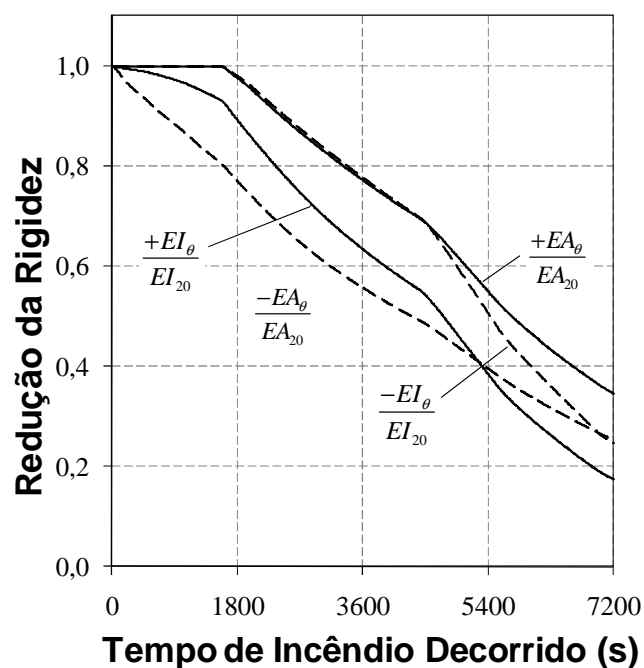


Figura 4.6 – Variação da rigidez na seção da viga mista 254x102x22 em função do tempo transcorrido de incêndio.

As curvas Momento-Rotação ( $M-\phi$ ) para diferentes distribuições uniformes de temperatura através da ligação são apresentadas na Figura 4.7, onde podem ser observadas boas correlações entre os resultados experimentais (AL-JABRI *et al.*, 2005) e o presente modelo aproximado do método das componentes, previamente dado na equação 2.65.

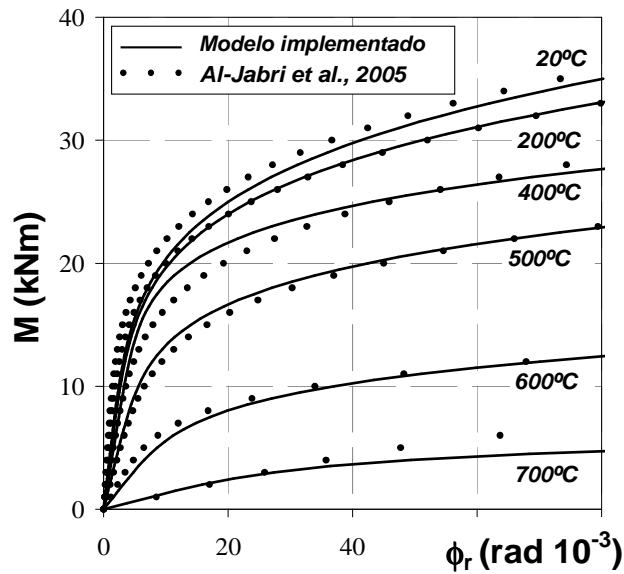


Figura 4.7 – Curvas Momento-Rotação ( $M-\phi_r$ ) da comparação do modelo numérico com os dados experimentais dos ensaios de AL-JABRI *et al.* (2005) para diferentes temperaturas.

A variação da rigidez tangente normalizada da ligação ( $R_{kt}/R_{kti,20}$ ) previamente apresentada nas equações (3.1) e (3.2), para diferentes momentos, é mostrada na Figura 4.8, onde  $R_{kti,20}$  é a rigidez inicial da ligação para condições de temperatura ambiente, e  $M_u$  é a capacidade flexional última da ligação. A variação de  $R_{kti}$ , que representa o tramo inicial de  $R_{kt}$ , como uma função da temperatura do aço é mostrada na Figura 4.9. Esta curva é desenhada em comparação com os coeficientes de redução térmica do aço dados pelo EC4 parte 1.2 (2003), previamente fornecidos pela Tabela 2.4.

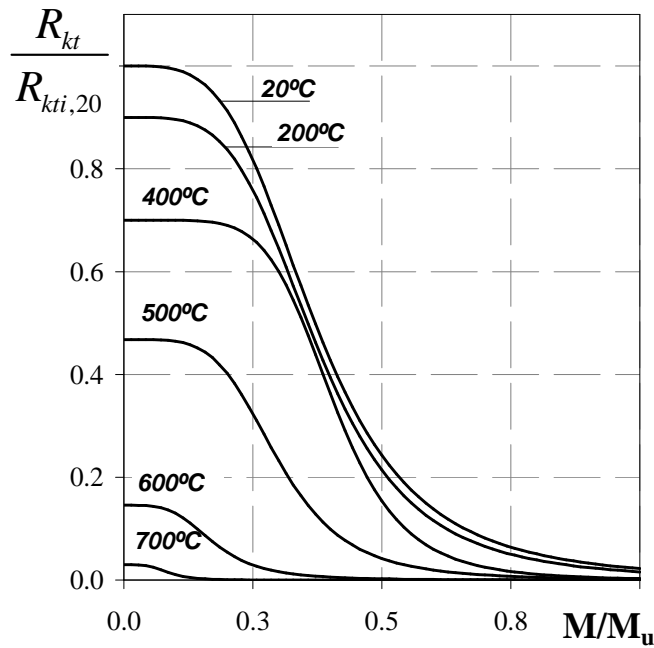


Figura 4.8 – Variação da rigidez tangente da ligação ( $R_{kt}/R_{kti,20}$ ).

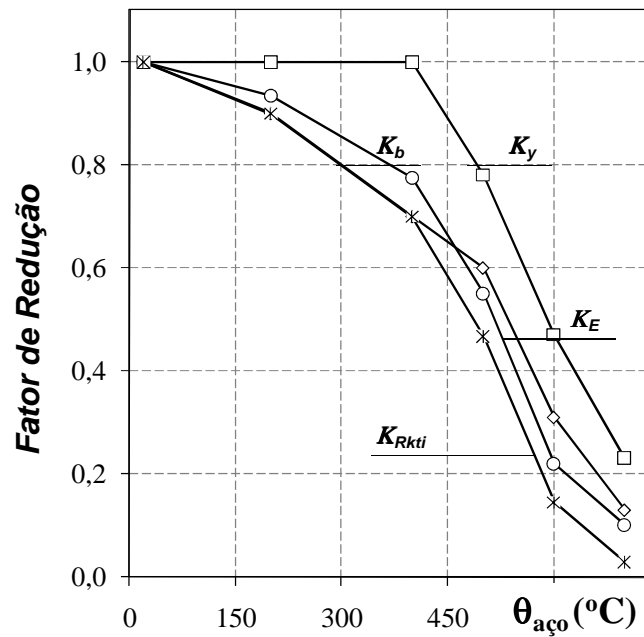


Figura 4.9 – Variação da rigidez e resistência inicial da ligação.

As variáveis, previamente apresentadas pela Eq. (2.65), para representar a relação momento-rotação de RAMBERG-OSGOOD (1943) para a ligação de chapa de topo proposta em condições de incêndio, são resumidas na Tabela 4.1. Os valores

propostos para o parâmetro de forma  $n_r$  usados na Eq. (2.65) foram obtidos para o ajuste e aproximação da curva Momento-Rotação com os resultados experimentais de AL-JABRI *et al.*, (2005).

Tabela 4.1 – Valores propostos para a curva momento-rotação (RAMBERG-OSGOOD, 1943) de ligações com chapa de topo a elevadas temperaturas.

<b>Temperatura da Ligação</b>	<b><math>K_\phi</math> (kNm/rad)</b>	<b><math>M_{jRd}</math> (kNm)</b>	<b><math>\phi_0</math> (<math>10^{-3}</math> rad)</b>	<b><math>n_r</math></b>
20°C	4380	19.60	4.47	5.5
200°C	3942	19.60	4.97	5.5
400°C	3066	19.60	5.39	6.5
500°C	2628	15.29	5.82	5.5
600°C	1358	9.21	6.78	5.5
700°C	570	4.51	7.91	5.5

### 4.3 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL.

Uma vez que as propriedades das barras e ligações são avaliadas, o comportamento estrutural do pórtico de 2 andares apresentado na Figura 4.1 pode ser estudado para condições de temperaturas ambiente e elevada.

Os resultados do deslocamento vertical, avaliados no meio do vão da viga central (eixos 2 e 3) são mostrados na Figura 4.10 e Figura 4.11, para os casos propostos de ligações viga-coluna: rotulada, semi-rígida e rígida. A influência da flexibilidade da ligação pode ser comparada para condições de incêndio tanto como para temperatura ambiente. Na Figura 4.11, um fator incremental de carga ( $\psi$ ) é considerado para multiplicar a carga exterior  $F$ , onde  $\psi = 1$  é adotado como a capacidade última da ligação rotulada. A análise realizada leva em consideração os efeitos térmicos e as cargas externas que seus valores não aumentam com o tempo Figura 4.10.

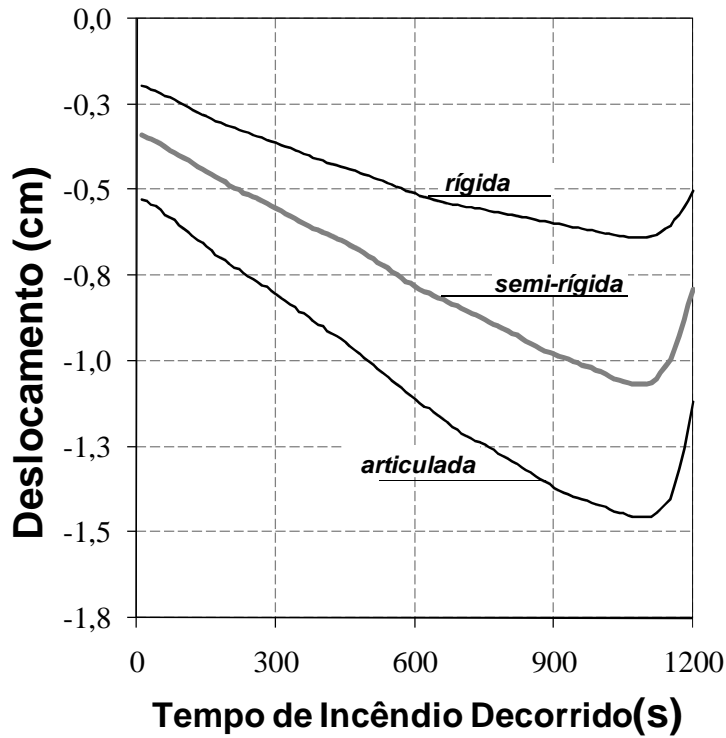


Figura 4.10 – Deslocamento vertical no meio da viga central do pórtico proposto para diferentes casos de ligações viga-coluna para condições de altas temperaturas em função do tempo transcorrido de incêndio.

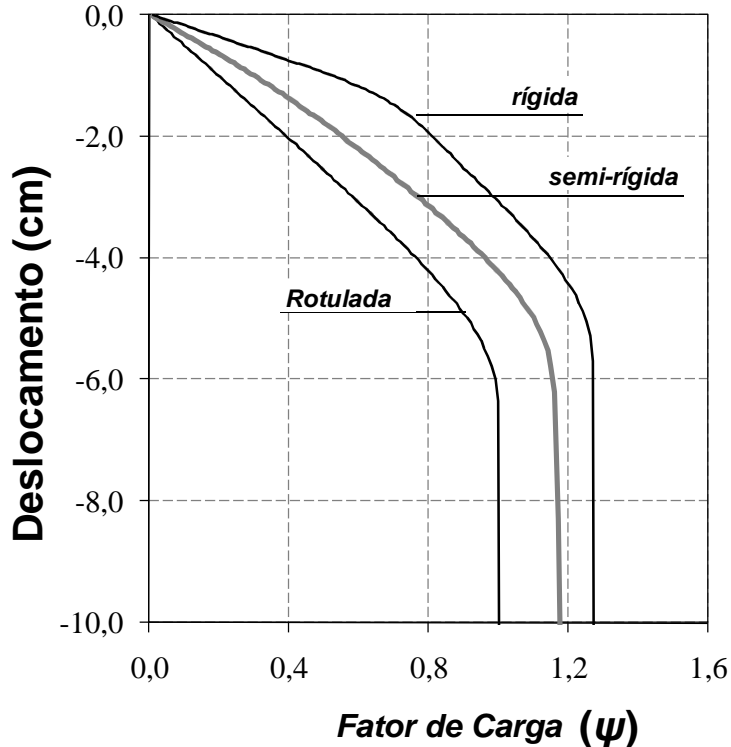


Figura 4.11 – Deslocamento vertical no meio do vão do pórtico proposto para diferentes casos de ligações viga-coluna para condições de temperatura ambiente em função do coeficiente mecânico de carga ( $\psi$ ).

O comportamento estrutural não-linear geométrico e físico do pórtico de 3 vãos sob condições de incêndio é indicado na Figura 4.12. Pode-se observar a configuração deformada do pórtico para os casos de ligação viga-coluna propostos. É possível comparar três períodos diferentes de incêndio: 600s e 1000s respectivamente mostrados nas Figura 4.12 (a) (b). Os deslocamentos apresentados são ampliados 30 vezes. Como era esperado, o caso da ligação rotulada mostra as maiores deformações da viga na fase elástica, quando comparados com os casos semi-rígidos e rígidos.

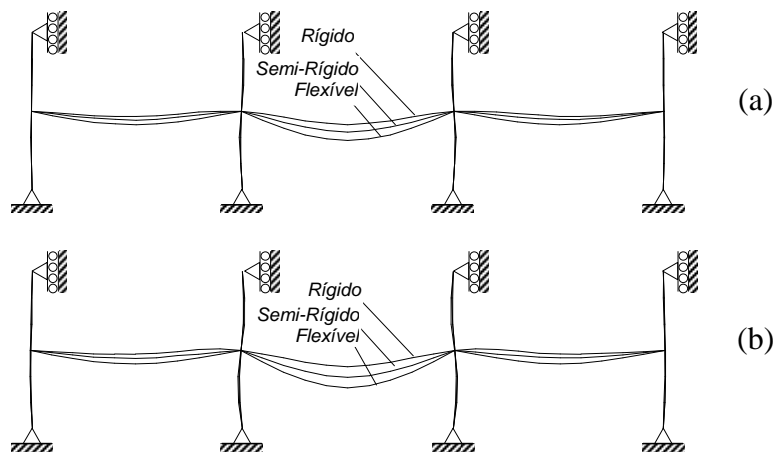


Figura 4.12 – Comportamento não-linear do pórtico de 3 vãos em condições de incêndio em 3 instantes de tempo: (a) 600s; (b) 1000s.

A influência da ligação no comportamento das colunas pode ser observada também na Figura 4.12, onde as forças de engastamento perfeito equivalentes da seção para força axial ( $Pu_\theta$ ) e momento flexional ( $Mu_\theta$ ), da viga central sob fogo, causam momentos significativos (devido ao deslocamento) nas colunas centrais e laterais (eixos 2-3 e 1-4). Depois de 1200s a estrutura exhibe altas não linearidades geométricas e de materiais, com pouca capacidade de resistência, e o programa não consegue mais descrever os resultados.

# 5

## ***CONSIDERAÇÕES FINAIS***

---

Este trabalho de pesquisa teve como objetivo desenvolver um modelo numérico computacional baseado no método dos componentes (EC3 parte 1.8, 2003) para o estudo de ligações de chapa de topo semi-rígidas em situação de incêndio. A seguir, o modelo foi implementado em um programa de análise avançada de estruturas desenvolvido previamente por outros pesquisadores, para levar em conta o comportamento momento-rotação das ligações nos cálculos de estruturais.

Um método de análise refinada plástica de segunda ordem, é apresentado neste trabalho para avaliar o desempenho de estruturas de aço e mistas em condições de incêndio. A aproximação computacional realizada com o programa SAAFE (LANDESMANN *et al.*, 2005, 2008) tem sido desenvolvida com base no conceito de análise avançada (CHEN *et al.*, 1996), levando em conta o comportamento não linear do material a elevadas temperaturas, como é recomendado no EC3 parte 1.2, (2005). O modelo aplicado neste trabalho permite a análise do comportamento de ligações semi-rígidas em condições de incêndio. Neste contexto, um modelo analítico para ligações de chapa de topo a elevadas temperaturas baseado no Método dos Componentes (EC3 parte 1.8, 2003) foi apresentado.

Os resultados do modelo numérico proposto mostraram-se satisfatórios quando comparados com resultados experimentais de ensaios obtidos por outros autores. Uma função para a rigidez tangente da ligação para diferentes níveis de

temperaturas foi derivada da relação de momento-rotação (RAMBERG-OSGOOD, 1943) e incluída na formulação do elemento viga-coluna. Os resultados obtidos para o pórtico de dois andares proposto indica que a aproximação adotada é capaz de prever o desempenho inelástico de estruturas de aço e mistas aço-concreto em condições de incêndio, sem a necessidade de complexas modelagens para elementos viga-coluna e suas ligações.

## 5.2 – Sugestões para trabalhos futuros

A análise do comportamento de ligações em situação de incêndio ainda demanda um grande número de trabalhos de investigação. O modelo implementado permitiu a avaliação do comportamento de elementos metálicos sob fogo, sendo, ainda possível a aplicação do modelo para elementos mistos (aço-concreto), comumente empregados no Brasil.

Uma biblioteca de ligações típicas para a aplicação prática seria útil. Isto poderia ser feito mediante a programação de um modelo numérico para cada tipo de ligação, a ser obtida com a simples entrada de dados de seções de perfis viga e coluna, quantidade de linhas de parafusos e tipo de chapa de topo seria possível obter a curva momento- rotação para cada ligação desejada rapidamente e assim inseri-la num programa de cálculo de estruturas.

A realização de ensaios em escala real contribuiria para a verificação das hipóteses apresentadas, permitindo uma análise crítica mais apurada dos resultados computacionais obtidos.

# 6

## ***REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS***

---

ABREU, L. M. P., FAKURY, R.H., 1998, “Elevação da Temperatura de Elementos Estruturais de Aço de Edifícios em Incêndio”, In: VII Semana de Iniciação da UFMG, v.1. p.318 – 318, Belo Horizonte/MG.

AISC/LRFD, “Manual of Steel Construction – Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings”, American Institute of Steel Construction, Chicago, (2005).

AL-JABRI, K. S., LENNON, T., BURGESS, I. W., PLANK, R. J., 1998, “Behavior of Steel and Composite Beam-column Connections in Fire”, Journal of Constructional Steel Research, v. 46, n. 1-3, pp. 308-309.

AL-JABRI, K.S., Burgess I.W., Plank R.J. (2004) “Prediction of the degradation of connection characteristics at elevated temperature”. Journal of Constructional Steel Research, 60 771–781.

AL-JABRI, K.S., Burgess I.W., Lennon T., Plank R.J. (2005) “Moment–rotation–temperature curves for semi-rigid joints”. Journal of Constructional Steel Research 61 (2005) 281–303.

AL-JABRI, K.S., Burgess I.W., Plank R.J. (2005) "Spring-stiffness model for flexible end-plate bare-steel joints in fire". Journal of Constructional Steel Research 61 1672–1691.

CHEN, W. F., LUI, E. M., 1991, Stability Design of Steel Frames, 1st Boca Raton, Florida, CRC Press, inc.

CHEN, W.F., GOTO Y., LIEW, J.Y.R., "Stability Design of Semi-Rigid Frames", 1st, New York, John Willey & Sons, Inc., (1996).

COOK, R. D., MALKUS, D. S., PLESHA, M. E., 1989, Concepts and Applications of Finite Element Analysis, John Wiley & Sons, New York.

COUCHMAN, G.H. (1997). Design of Semi-continuous Braced Frames. Specialist Design Guides. The Steel Construction Institute, Ascot (Reino Unido), reimpression edición.

ECCS – European Convention for Constructional Steel Work, Technical Committee 11 – Composite Structures 1999. Design of Composite Joints for Buildings.

EI-RIMAWI, J. A., BURGESS, I. W., PLANK, R. J., 1995, "The Analysis of Semi-Rigid Frames in Fire - a Secant Approach", Journal of Constructional Steel Research, v. 33, n. 1-2, pp. 125-146.

EL-RIMAWI, J. A., Burgess, I. W., Plank, R. J., 1995, "The Analysis of Semi-Rigid Frames in Fire - a Secant Approach", Journal of Constructional Steel Research, v. 33, n. 1-2, pp. 125-146.

EL-RIMAWI, J. A., Burgess, I. W., Plank, R. J., 1997, "The Influence of Connection Stiffness on the Behavior of Steel Beams in Fire", Journal of Constructional Steel Research, v. 43, n. 1-3, pp. 1-15.

EL-RIMAWI, J. A., Burgess, I. W., Plank, R. J., 1997, "The Influence of Connection Stiffness on the Behavior of Steel Beams in Fire", Journal of Constructional Steel Research, v. 43, n. 1-3, pp. 1-15.

EL-RIMAWI, J. A., Burgess, I. W., Plank, R. J., 1999, "Studies of the Behavior of Steel Subframes with Semi-Rigid Connections in Fire", Journal of Constructional Steel Research, v. 49, n. 1, pp. 83-98.

EL-RIMAWI, J. A., Burgess, I. W., Plank, R. J., 1999, "Studies of the Behavior of Steel Subframes with Semi-Rigid Connections in Fire", Journal of Constructional Steel Research, v. 49, n. 1, pp. 83-98.

EUROCÓDIGO 3. Design of steel structures, Parte 1-8: general rules design of joints, prEN-1993-1-8. European Committee for Standardisation (CEN) Brussels, 2003.

EUROCÓDIGO 3: European Committee for Standardization, 2005, "Design of steel structures", Part 1.2: Structural fire design, Brussels.

EUROCÓDIGO 4 (2003), "Design of Composite Steel and Concrete Structures", prEN 1994-1-1, Comité Européen de Normalisation (CEN), Brussels, Belgium.

FAELLA, C.; Piluso, V. y Rizzano, G. (2000). Structural Steel Semirigid Connections: Theory, Design and Software. New Directions in Civil Engineering. CRC Publishers, Boca Ratón, Florida (EEUU).

FRYE, M. J., Morris, G. A., 1975, "Analysis of Flexibly Connected Steel Frames", Canadian Journal of Civil Engineers, v.2, n.3, pp. 280-291.

GATEWOOD, B. E., 1957, Thermal Stress, McGraw Hill Book Co., Inc., New York.

ISO 834-1, 1999, Fire-Resistance Tests - Elements of Building Construction, Part 1: General Requirements, ISO – International Organization for Standardization, Geneva.

ISO 834-1, 1999. Fire-Resistance Tests - Elements of Building Construction, Part 1: General Requirements. Geneva.

JONES, S. W., Kirby, P. A., Nethercot, D. A., 1982, "Columns with Semi-Rigid Joints", Journal of Structural Division - ASCE, v.108, n.ST2, pp. 361-372.

KISHI, N.; Hasan, R.; Chen, W.F. y Goto, Y. (1997). Study of Eurocode 3 Steel Connection Clasication. Journal of Constructional Steel Research, 19(9), pp.772779.

LANDESMANN *et al.*, 2007e, Plastic-hinge approach for permance-based assessment of reinforced concrete columns under fire, Anais do International Federation for Structural Concrete Workshop 2007, Coimbra, Portugal.

LANDESMANN, A., *et al.*, 2005, Implementation of advanced analysis for steel-framed structures under fire conditions, *Fire Safety Journal*, v40, n4, pp339-366.

LANDESMANN, A., *et al.*, 2007a, Resistência inelástica de colunas mistas aço-concreto segundo modelo de análise avançada, *Anais do XXVIII CILAMCE*, Porto, Portugal.

LANDESMANN, A., *et al.*, 2007b, Estudo comparativo entre sistemas estruturais em concreto armado, misto (aço-concreto) e aço para um edifício garagem, Parte 1: comportamento estrutural em temperatura ambiente, *Anais do II ABPE*, Rio de Janeiro.

LANDESMANN, A., *et al.*, 2007c, Estudo comparativo entre sistemas estruturais em concreto armado, misto (aço-concreto) e aço para um edifício garagem Parte 2: Comportamento estrutural em situação de incêndio, *Anais do II ABPE*, Rio de Janeiro.

LANDESMANN, A., *et al.*, 2007d, Comportamento de vigas mistas sob incêndio por meio de modelos refinados de rótulas plásticas, *Anais do VI Congresso de estruturas mistas e metálicas*, Coimbra.

LANDESMANN, A., MOUÇO, D.L., 2007, Análise Estrutural de um Edifício de Aço sob Condições de Incêndio, *REM - Revista da Escola de Minas*, v.60, n.2, pp. 285-294; abr.jun.2007 (ISSN 0370-4467), Ouro Preto.

LESTON-JONES, L. C., Burgess, I. W., Lennon, T., Plank, R. J., 1997, "Elevated-temperature Moment-Rotation Test on Steelwork Connections", Structures and Buildings, v. 122, n.4, pp. 410-419.

LRFD (2003). Manual of Steel Construction. Load and Resistance Factor Design. Capítulo Design of exible moment connections, pp. 1111118. American Institute of Steel Construction

LUI e CHEN, 1986) LUI, E. M., CHEN, W. F., 1986, "Analysis and Behavior of Flexibly-Jointed Frames", Engineering Structures, v. 8, pp. 107-118.

MOUÇO, D. L., 2008, Modelo Inelástico para Análise Avançada de Estruturas Mistas Aço-Concreto em Situação de Incêndio, Dissertação M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

MURRAY, T.M. y Sumner, E.A. (2004). Extended End-Plate Moment Connections. Número 4 en Steel Design Guide. American Institute of Steel Construction, 2 edición.

NBR – 14323, 2003, (Projeto de revisão). Dimensionamento de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios em situação de incêndio, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

NBR – 14323, 1999, Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

NBR – 14432, 2000, Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações - Procedimento, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

PATEL, K. V., CHEN, W. F., 1984, “Nonlinear Analysis of Steel Moment Connections”, *Journal of Structural Engineering ASCE*, v. 110, n. 8, pp. 1861-1874.

REGOBELO, R, 2007, Análise Numérica de Seções Transversais e de Elementos Estruturais de Aço e Concreto em Situação de Incêndio, Dissertação M.Sc., EESC/USP, São Paulo.

SANTIAGO *et al.*, 1999) SANTIAGO, A., SILVA, L. S. da S., REAL, P. V., Comportamento de Ligações metálicas Sujeitas a Temperaturas Elevadas”, In: Encontro Nacional de Construção Metálica e Mista, Coimbra, 1999.

SEDLACEK, G., 1997, “Eurocode 3: Unified European Rules for the Design of Steel Structures”, *Welding Research Abroad*, v.45, n.8, pp. 12-19.

SSEDTA: Structural steelwork Eurocodes development of a trans-national approach. Lecture 1: Introduction to composite construction of buildings. ©SSEDTA 2001, Last modified 29/03/2001.

STEENHUIS, M.;Weynand, K. y Gresnigt, A.M. (1998). Strategies for Economic Design of Unbraced Steel Frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 46(1-3), pp.8889.

SILVA, L. S. da, ALDINA, S., VILA REAL, P. M. M., 2001, "A Component Model for the Behavior of Steel Joints at Elevated Temperatures", Journal of Constructional Steel Research, v.57, n.11, pp.1169-1195.

TSAI, K.C. And Popov, E.P. (1998), Steel Beam-Column Joints in Siesmic Moment Resisting Frames, Report No. UCB/EERC-88/19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

TSCHEMMERNEGG, F. y Humer, C. (1988a). The Design of Structural Steel Framesunder Consideration of the Nonlinear Behaviour of Joints. Journal of ConstructionalSteel Research, 11.

YANG, W. H., Chen, W.F., Bowman, M. D., 1997, "The Behavior and Load-Carrying Capacity of Unstiffened Seated-Beam Connections", Engineering Journal, v.34, n.3 (3rd. Quarter), pp.89-103.