



CENTRO FEDERAL DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA DE MINAS GERAIS

LÍLIAN MARA SALES BUONICONTRO

**DESENVOLVIMENTO DE UM SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO BASEADO
NOS PARÂMETROS DE RIGIDEZ E RESISTÊNCIA DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR
DE ESTRUTURAS DE AÇO.**

Dissertação de Mestrado

Orientador: Prof. Dr. Nilton da Silva Maia

Coorientador: Profa. Dra. Renata G. Lanna da Silva

BELO HORIZONTE

2017

PPGEC – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil

LÍLIAN MARA SALES BUONICONTRO

**DESENVOLVIMENTO DE UM SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO BASEADO
NOS PARÂMETROS DE RIGIDEZ E RESISTÊNCIA DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR
DE ESTRUTURAS DE AÇO**

Trabalho de conclusão de curso
apresentado ao Programa de Pós-
graduação em Engenharia Civil do Centro
Federal de Educação Tecnológica de
Minas Gerais como requisito parcial para
obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil.

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: ESTRUTURAS

ORIENTADOR: PROF. DR. NILTON DA SILVA MAIA

COORIENTADOR: PROFA. DRA. RENATA G. LANNA DA SILVA

BELO HORIZONTE

2017

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização da instituição, do autor e do orientador.

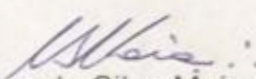
- B944d Buonicontro, Lillian Mara Sales.
Desenvolvimento de um sistema de classificação baseado nos parâmetros de rigidez e resistência de ligações viga-pilar de estruturas de aço / Lillian Mara Sales Buonicontro. – 2017.
xix,142 f. : il., gráfs, tabs.
- Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Civil.
Orientador: Nilton da Silva Maia.
Coorientadora: Renata G. Lanna da Silva.
Bibliografia: f. 132-138.
Dissertação (mestrado) – Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Departamento de Engenharia Civil.
1. Construção metálica – Padrões – Teses. 2. Aço – Estruturas – Teses. 3. Análise elástica (Engenharia) – Teses. I. Maia, Nilton da Silva. II. Silva, Renata Gomes Lanna. III. Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais. Departamento de Engenharia Civil. IV. Título.

CDD 624.182

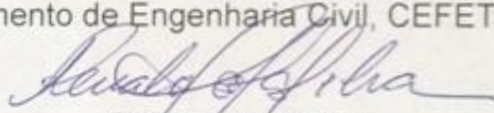
LÍLIAN MARA SALES BUONICONTRO

DESENVOLVIMENTO DE UM SISTEMA DE
CLASSIFICAÇÃO BASEADO NOS PARÂMETROS DE
RIGIDEZ E RESISTÊNCIA DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR DE
ESTRUTURAS DE AÇO

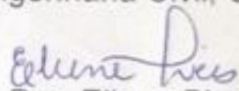
Dissertação apresentada ao Programa de Pós
Graduação em Engenharia Civil do CEFET-MG
como requisito parcial para obtenção do título de
Mestre em Engenharia Civil


Dr. Nilton da Silva Maia
Orientador

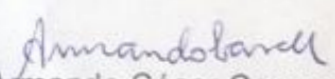
Departamento de Engenharia Civil, CEFET-MG


Dra. Renata G. Lanna da Silva
Co-Orientador

Departamento de Engenharia Civil, CEFET-MG


Dra. Eliene Pires Carvalho

Departamento de Engenharia Civil, CEFET-MG


Dr. Armando César Campos Lavall
Departamento de Engenharia de Estruturas, UFMG

Belo Horizonte, 27 de abril de 2017.

Dedico este trabalho

ao meu amor, que me faz tão bem;

à minha mãe, cujos olhos distantes não me deixam esquecer sua força.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à profa. Dra. Renata Gomes Lanna da Silva pela competência, dedicação, compreensão, confiança e incentivo - principalmente nas horas mais difíceis.

À minha família, minha mãe Célia, pelo exemplo de competência, meu pai Bernardino, que apesar das dificuldades dos últimos anos está sempre disposto a ser meu conselheiro, meu amigo e à Vívian, minha querida irmã pela paciência e carinho.

Ao meu companheiro Guilherme, por ser sempre meu incentivador, aquele que me inspira a viver e buscar ser cada vez melhor.

Aos colegas da Pós-Graduação, pelo convívio nas alegrias, esperanças e frustrações, em especial à colega Priscilla pelas caronas e desabafos.

Aos professores da Pós-Graduação pelo apoio.

Aos meus verdadeiros amigos, pelo incentivo.

Ao CEFET/MG pelo suporte financeiro.

RESUMO

Atualmente, muitas pesquisas têm sido dedicadas ao estudo do comportamento das ligações e sua influência na resistência e na estabilidade estrutural. Essas pesquisas têm conduzido ao desenvolvimento de ferramentas de projeto para avaliação das propriedades mecânicas das ligações, e alguns manuais normativos já incluem procedimentos de análise que levam em consideração o seu comportamento semirrígido. O comportamento global das estruturas de aço depende, dentre outros fatores, do comportamento das ligações, que por sua vez depende diretamente da interação entre os elementos e os meios que as compõem: cantoneiras, chapas, soldas e parafusos, assim como as características geométricas dos perfis conectados. Dessa forma, torna-se necessário estabelecer limites e intervalos, baseados em parâmetros, para classificar os tipos de ligações, de forma a proporcionar uma escolha adequada da ligação, considerando o seu comportamento e, conseqüentemente, contribuir para o desenvolvimento de projetos estruturais mais confiáveis e econômicos. Visando a um conhecimento mais preciso no que se refere ao comportamento das ligações, a presente pesquisa tem por objetivos apresentar um estudo sobre os sistemas de classificação das ligações e propor um sistema de classificação não linear para uso no dimensionamento de estruturas. Os limites para a classificação em termos de rigidez foram estabelecidos levando-se em conta os comportamentos das estruturas nos estados limites últimos e de serviço e os limites para a classificação em termos de resistência levando-se em conta o estado limite último. A validade do sistema de classificação proposto foi confirmada pela análise do comportamento global de pórticos semirrígidos em exemplos numéricos, utilizando-se o programa de Lavall (1996) adaptado por Silva (2010), que realiza a análise elastoplástica avançada de estruturas de aço. O sistema de classificação mostrou ser mais simples e mais preciso que os outros sistemas de classificação existentes.

Palavras-Chave: Sistema de classificação de ligações, ligações em aço, ligações semirrígidas, análise elastoplástica avançada.

ABSTRACT

Recently, many researches have been focusing on the study of the behavior of connections and their influence on structural stability and resistance. Those studies have led to the development of project tools for the evaluation of the mechanical properties of the connections, and some regulatory manuals already include analytical procedures that take into account the semi-rigid behavior of connections. The overall behavior of steel structures depends, among other factors, on the behavior of the connections, which in turn depends directly on their elements and their means of interaction, comprising: angles, plates, welds and bolts, as well as the geometric characteristics of the connected sections. Therefore, in order to allow for an appropriate and realistic choice of possible connections, it has become necessary to establish limits and intervals – based on parameters – for classifying each kind of connection considering its dimensions, helping, consequently, in the development of more reliable, secure and economical structural projects. Aiming at precise knowledge on what regards the behavior of connections, the present research focuses on developing a study on the classification systems of connections, acknowledging resistance, rigidity and flexibility, and to present a proposal for a classification system of connections for use in the design of structures. Limits for classification in terms of rigidity were established taking into account: the behavior of the structures in the ultimate and serviceability limits states and the limits for classification in terms of resistance taking into account the ultimate limit state. The validity of the proposed classification system was confirmed by the analysis of the global behavior of semi-rigid frames in numerical examples, using the program of Lavall (1996) adapted by Silva (2010), who performs the inelastic advanced analysis of steel structures. The classification system proved to be simpler and more accurate than the other existing classification systems.

Keywords: Classification system of connections, steel connections, semi-rigid connections, inelastic advanced analysis.

ÍNDICE DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Curva momento-rotação ($M-\theta$) para ligação semirrígida	26
Figura 2 - Rotação relativa de uma ligação metálica viga-pilar	28
Figura 3 - Curvas momento x rotação para diversos tipos de ligações	29
Figura 4 - Curvas momento x rotação para diversos tipos de ligações	37
Figura 5 - Exemplos de ligações viga-pilar	39
Figura 6 - Modelos matemáticos da curva $M-\theta$ da ligação	40
Figura 7 - Comportamento $M \times \theta$ para o modelo de quatro parâmetros	44
Figura 8 - Componentes relevantes em uma ligação viga-pilar.....	46
Figura 9 - Classificação das ligações na fase plástica	48
Figura 10 - Classificação das ligações na fase elástica	49
Figura 11 - Curvas $M-\phi$ para diferentes comprimentos de viga.	51
Figura 12 - Classificação para a rigidez inicial de acordo com o comprimento de referência	52
Figura 13 - Classificação adimensional para a rigidez inicial e resistência última das ligações	53
Figura 14 - Sistema de classificação das ligações	55
Figura 15 - Ligações com diferentes classificações	55
Figura 16 - Sistema de classificação unificado das ligações proposto para Estado de Limite Último.....	57
Figura 17 - Sistema de classificação unificado das ligações proposto para Estado de Limite de Serviço	57
Figura 18 - Relação entre a rigidez necessária da ligação e a rigidez relativa entre os elementos conectados, para o Estado Limite Último.....	59
Figura 19 - Relação entre a rigidez necessária da ligação e a rigidez relativa entre os elementos conectados, para o Estado Limite de Serviço	60
Figura 20 - Classificação segundo o EN 1993-1-8 (2005).....	63
Figura 21 - Caracterização da ligação segundo a revisão do AISC/LFRD	65
Figura 22 - Classificação das ligações segundo o ANSI/AISC 360 (2010)	67
Figura 23 - Classificação das ligações quanto à rigidez segundo a norma ABNT NBR 8800 (2008)	67
Figura 24 - Diagrama multilinear $M-\theta_r$ da ligação.....	70
Figura 25 - Fluxograma geral para análise não linear incremental e iterativa	71

Figura 26 - O pórtico e as cargas.....	77
Figura 27 - Discretização do pórtico: nós e elementos.....	77
Figura 28 - Chapa de topo estendida AVAKIAN (2007)	79
Figura 29 - Chapa de topo estendida AVAKIAN (2007)	80
Figura 30 - Chapa de topo estendida COELHO <i>et al.</i> (2009).....	81
Figura 31 - Chapa de topo estendida BERGAMASCO (2012)	83
Figura 32 - Chapa de topo estendida HIGAKI (2014).....	84
Figura 33 - Chapa de topo estendida OLIVEIRA (2015)	85
Figura 34 - Cantoneira simples PINHEIRO e SILVEIRA <i>apud</i> SILVA (2010) e SILVA (2009).....	86
Figura 35 - Sistema de classificação proposto	87
Figura 36 - Gráfico $m^* \times \log R_{ki}$ em AVAKIAN (2007) para elemento 9.....	91
Figura 37 - Gráfico $m^* \times \log R_{ki}$ em AVAKIAN (2007) para elemento 20.....	91
Figura 38 - Gráfico $d^* \times \log R_{ki}$ em AVAKIAN (2007) para nó 5	92
Figura 39 - Gráfico $m^* \times \log R_{ki}$ em COELHO <i>et al.</i> (2009) para elemento 9	93
Figura 40 - Gráfico $m^* \times \log R_{ki}$ em COELHO <i>et al.</i> (2009) para elemento 20	94
Figura 41 - Gráfico $d^* \times \log R_{ki}$ em COELHO <i>et al.</i> (2009) para nó 5	95
Figura 42 - Gráfico $m^* \times \log R_{ki}$ em BERGAMASCO (2012) para elemento 9.....	96
Figura 43 - Gráfico $m^* \times \log R_{ki}$ em BERGAMASCO (2012) para elemento 20.....	97
Figura 44 - Gráfico $d^* \times \log R_{ki}$ BERGAMASCO (2012) para nó 5	98
Figura 45 - Gráfico $m^* \times \log R_{ki}$ em HIGAKI (2014) para elemento 9	99
Figura 46 - Gráfico $m^* \times \log R_{ki}$ em HIGAKI (2014) para elemento 20	100
Figura 47 - Gráfico $d^* \times \log R_{ki}$ HIGAKI (2014) para nó 5.....	101
Figura 48 - Gráfico $m^* \times \log R_{ki}$ em OLIVEIRA (2015) para elemento 9.....	102
Figura 49 - Gráfico $m^* \times \log R_{ki}$ em OLIVEIRA (2015) para elemento 20.....	103
Figura 50 - Gráfico $d^* \times \log R_{ki}$ OLIVEIRA (2015) para nó 5	104
.Figura 51 - Gráfico resumo de $m^* \times \log R_{ki}$ para elemento 20.....	104
Figura 52 - Gráfico resumo de $d^* \times \log R_{ki}$ para o nó 5	105
Figura 53 - Gráfico $m^* \times \log R_{ki}$ em PINHEIRO e SILVEIRA <i>apud</i> SILVA (2010) para elemento 9.....	107
Figura 54 - Gráfico $m^* \times \log R_{ki}$ em PINHEIRO e SILVEIRA <i>apud</i> SILVA (2010) para elemento 20.....	107
Figura 55 - Gráfico $d^* \times \log R_{ki}$ em PINHEIRO e SILVEIRA <i>apud</i> SILVA (2010) para nó 13	108

Figura 56 - Capacidade de mu segundo EN 1993-1-8 (2005) e para ligações variando de 0,4 a 1,0.....	110
Figura 57 - Comparativos adimensionais $M \times \theta$ segundo BJORHOVDE (1990), EUROCODE (2005) e proposta	116
Figura 58 - Classificação em AVAKIAN (2007)	118
Figura 59 - Classificação em COELHO <i>et al.</i> (2009).....	118
Figura 60 - Classificação em BERGAMASCO (2012)	119
Figura 61 - Classificação em HIGAKI (2014).....	119
Figura 62 - Classificação em OLIVEIRA (2015)	120
Figura 63 - Classificação em PINHEIRO e SILVEIRA <i>apud</i> SILVA (2010)	120
Figura 64 - Pórtico de dois andares e um vão.....	121
Figura 65 - Curvas momento fletor x rotação relativa multilíneas – Ligações A, B, C e D.....	122
Figura 66 - Deslocamento horizontal no topo (nó 6) (mm)	123
Figura 67 - Percentuais de plastificação nas barras do pórtico	124
Figura 68 - Pórtico de dois andares e um vão.....	126
Figura 69 - Ligações de Kishi <i>et al.</i> (2004) para viga W 530x66	127
Figura 70 - Ligações de Kishi <i>et al.</i> (2004) para viga W 360x32,9	128
Figura 71 - Deslocamento horizontal no topo (nó 6) (mm)	129
Figura 72 - Diagramas de momento fletor para a carga última do pórtico.....	130
Figura 73 - Ligações de Ostrander (1970) para viga W 530x66.....	131
Figura 74 - Ligações de Ostrander (1970) para viga W 360x32,9.....	131
Figura 75 - Deslocamento horizontal no topo (nó 6) (mm)	132
Figura 76 - Percentuais de plastificação nas barras do pórtico com ligações convencionais e com ligações semirrígidas	133

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Constantes de ajuste e dos parâmetros de padronização das funções polinomiais	42
Tabela 2 - Parâmetros das ligações em AVAKIAN (2007)	79
Tabela 3 - Parâmetros das ligações de chapa de todo estendida de COELHO <i>et al.</i> (2009)	81
Tabela 4 - Parâmetros das ligações de chapa de todo estendida de BERGAMASCO (2012)	82
Tabela 5 - Parâmetros da ligação de chapa de todo estendida de HIGAKI (2014)...	84
Tabela 6 - Parâmetros da ligação de chapa de todo estendida de OLIVEIRA (2015)	85
Tabela 7 - Parâmetros da ligação com cantoneira simples obtidos pelo modelo exponencial	86
Tabela 8 - Cálculo de m^* em AVAKIAN (2007)	90
Tabela 9 - Cálculo de d^* em AVAKIAN (2007)	92
Tabela 10 - Cálculo de m^* em COELHO <i>et al.</i> (2009)	93
Tabela 11 - Cálculo de d^* em COELHO <i>et al.</i> (2009)	94
Tabela 12 - Cálculo de m^* em BERGAMASCO (2012)	96
Tabela 13 - Cálculo de d^* em BERGAMASCO (2012)	97
Tabela 14 - Cálculo de m^* em HIGAKY (2014)	99
Tabela 15 - Cálculo de d^* em HIGAKI (2014)	101
Tabela 16 - Cálculo de m^* em OLIVEIRA (2015)	102
Tabela 17 - Cálculo de d^* em OLIVEIRA (2015)	103
Tabela 18 - Cálculo de m^* em PINHEIRO e SILVEIRA <i>apud</i> SILVA (2010)	106
Tabela 19 - Cálculo de d^* em PINHEIRO e SILVEIRA <i>apud</i> SILVA (2010)	108
Tabela 20 – Parâmetros e resultados numéricos das ligações de AVAKIAN (2007)	111
Tabela 21 – Parâmetros e resultados numéricos das ligações de COELHO <i>et al.</i> (2009)	111
Tabela 22 – Parâmetros e resultados numéricos das ligações de BERGAMASCO (2012)	112
Tabela 23 – Parâmetros e resultados numéricos das ligações de HIGAKI (2014) ..	113

Tabela 24 – Parâmetros e resultados numéricos das ligações de OLIVEIRA (2015)	113
Tabela 25 – Parâmetros e resultados numéricos da ligação de PINHEIRO e SILVEIRA <i>apud</i> SILVA (2010) e de ligações fictícias	114
Tabela 26 - Parâmetros das ligações A, B, C e D para o comportamento multilinear	122
Tabela 27 - Parâmetros para limites inferior e superior do gráfico momento fletor x rotação relativa	123
Tabela 28 - Carga última e deslocamento horizontal no topo do pórtico considerando as ligações convencionais e as ligações semirrígidas	124
Tabela 29 - Parâmetros das ligações para o comportamento multilinear	127
Tabela 30 - Parâmetros para limites inferior e superior do gráfico momento fletor x rotação relativa	128
Tabela 31 - Fator de carga e deslocamento horizontal no topo do pórtico considerando as ligações convencionais e as ligações semirrígidas	129
Tabela 32 - Fator de carga e deslocamento horizontal no topo do pórtico considerando as ligações convencionais e as ligações semirrígidas	132

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 - Comprimentos de referência e momentos resistente para as ligações	52
Quadro 2 - Tipos de Ligação de acordo com o EN 1993-1-8 (2005)	62
Quadro 3 - Pilares e vigas por autor	76
Quadro 4 - Etapas de análise de limites	88
Quadro 5 - Limites de classificação quanto á rigidez	109
Quadro 6 - Limites de classificação quanto à resistência	115

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas e Técnicas

AISC - American Institute of Steel Construction

ANSI - American National Standards Institute

CEFET-MG - Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais

EN - European Committee for Standardization

LISTA DE SÍMBOLOS

Por questões de clareza ou coesão, sem relevância no contexto geral, alguns símbolos foram omitidos desta lista, entretanto, as definições destes são apresentadas nas seções em que estes são apresentados.

Letras romanas minúsculas

b_f	largura da mesa do perfil
d	altura livre da alma do perfil
f_y	resistência ao escoamento, parâmetro geral
h	altura do perfil I ou H tomada entre as faces externas da mesa
k	parâmetro de rigidez
t	espessura, parâmetro geral
t_w	espessura da alma do perfil
t_f	espessura da mesa do perfil
$\bar{m}$	momento adimensional da ligação, dado pela relação M/M_p
$\bar{m}_u$	momento último adimensional da ligação, dado pela relação M_u/M_p
m^*	parâmetro de momento, dado pela relação $M_{(ligação)}/M_{(rígido ou flexível)}$
d^*	parâmetro de deslocamento, dado pela relação $D_{(ligação)}/D_{(rígido ou flexível)}$
q	carga distribuída ao longo do elemento
n	parâmetro de forma
u_{ur}	deslocamento final rígido
u_{us}	deslocamento final semirrígido

Letras romanas maiúsculas

E	módulo de elasticidade
L, L_b	comprimento da viga ou do vão

F, T, P	força atuante, parâmetro genérico
I, I_b	momento de inércia de uma seção transversal
K, S	parâmetro genérico que define a rigidez rotacional de uma ligação
$S_{j,s}$	rigidez tangente da ligação
K_i, R_{ki}	rigidez rotacional inicial
K_p, R_{kp}	rigidez com encruamento
K_t, R_{kt}	rigidez tangente
M	momento fletor, parâmetro genérico
M_0	momento de referência
M_p, M_{pl}	momento de plastificação total da seção transversal da viga
M_u	momento resistente
P_{ur}	Resistência última rígida
P_{us}	resistência última semirrígida

Letras gregas

Δ	deslocamento transversal, parâmetro genérico
ϕ, θ	rotação relativa, parâmetro genérico
$\phi_u, \phi_{cd}, \theta_u, \theta_{cd}$	capacidade de rotação
θ_r	rotação relativa da ligação em resposta ao momento fletor M
$\bar{\theta}$	rotação relativa adimensional da ligação dada pela relação θ_r/θ_p
θ_0	rotação relativa de referência

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	20
1.1	OBJETIVOS DA PESQUISA	22
1.1.1	Objetivo geral	22
1.1.2	Objetivos específicos.....	22
1.2	A ESTRUTURA DO TRABALHO.....	23
2	REVISÃO TEÓRICA E CONCEITOS GERAIS	25
2.1	CLASSIFICAÇÃO DE ACORDO COM A TÉCNICA DE FIXAÇÃO	27
2.1.1	Ligações soldadas	27
2.1.2	Ligações aparafusadas.....	27
2.2	CLASSIFICAÇÃO DE ACORDO COM O TIPO DE FORÇA ATUANTE...28	
2.3	CLASSIFICAÇÃO DE ACORDO COM A RIGIDEZ E RESISTÊNCIA.....28	
2.4	LIGAÇÕES VIGA-PILAR: HISTÓRICO	30
2.5	COMPORTAMENTO DAS LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS	36
2.6	MODELAGEM DAS LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS.....	40
2.6.1	Modelagem Analítica	40
2.6.1.1	Modelo Polinomial de FRYE e MORRIS <i>apud</i> CHEN e TOMA (1994)	41
2.6.1.2	Modelo B-spline Cúbico de JONES <i>et al.</i> (1980).....	43
2.6.1.3	Modelo de Três Parâmetros de CHEN e KISHI (1989).....	43
2.6.1.4	Modelo de Quatro Parâmetros de KISHI <i>et al.</i> <i>apud</i> SILVA (2010)	43
2.6.2	Modelagem Experimental	45
2.6.3	Modelagem Mecânica.....	45
2.6.4	Modelagem numérica	46
2.7	CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES	47
2.7.1	Classificação de STARK e BIJLAARD (1988)	47
2.7.2	Classificação de BJORHOVDE <i>et al.</i> (1990)	49
2.7.2.1	Critérios de Desempenho das Ligações	50
2.7.3	Classificação de NETHERCOT <i>et al.</i> (1998)	56
2.7.3.1	Ligações totalmente conectadas	58
2.7.3.2	Ligações flexíveis	60
2.7.3.3	Ligações parcialmente conectadas.....	61
2.7.3.4	Ligações não estruturais.....	62
2.7.4	Classificação segundo o EUROCODE 3 (2005)	62

2.7.4.1	Limite rígido:	64
2.7.4.2	Limite de flexível:	64
2.7.5	Classificação segundo o ANSI/AISC (2010)	65
2.7.6	Classificação segundo a ABNT NBR 8800 (2008)	67
2.8	CARACTERÍSTICAS E PROCEDIMENTOS DE ANÁLISE DAS LIGAÇÕES	68
2.8.1	A Análise Avançada.....	68
2.9	O PROGRAMA.....	70
3	DESENVOLVIMENTO DO SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO PROPOSTO.	74
3.1	BANCO DE DADOS	75
3.2	O PÓRTICO	76
3.3	AS LIGAÇÕES	78
3.3.1	Os autores	78
3.3.1.1	Ligação de AVAKIAN (2007)	78
3.3.1.2	Ligações de COELHO <i>et al.</i> (2009)	80
3.3.1.3	Ligações de BERGAMASCO (2012)	82
3.3.1.4	Ligação de HIGAKI (2014).....	84
3.3.1.5	Ligações de OLIVEIRA (2015)	84
3.3.1.6	Ligações de PINHEIRO E SILVEIRA <i>apud</i> SILVA (2010)	85
3.4	O SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO	86
3.4.1	Classificação quanto à rigidez	87
3.4.1.1	Rigidez inicial mínima de ligações rígidas	89
3.4.1.2	Rigidez inicial máxima de ligações rotuladas	105
3.4.1.3	Limites de classificação quanto à rigidez.....	109
3.4.2	Classificação quanto à resistência.....	109
3.4.2.1	Resistência em ligações idealmente rígidas.....	109
3.4.2.2	Resistência em ligações idealmente rotuladas.....	114
3.4.2.3	Limites de classificação quanto à resistência	115
3.4.3	Limites	115
3.4.4	Delimitação das curvas.....	116
3.4.5	Classificação por autor	117
4	SIMULAÇÃO FINAL	121
4.1	PRIMEIRO EXEMPLO: PÓRTICO DE DOIS ANDARES E UM VÃO.....	121
4.2	SEGUNDO EXEMPLO: PORTICO DE DOIS ANDARES E UM VÃO	125

4.2.1	Ligações de Kishi <i>et al.</i> (2004)	126
4.2.2	Ligações de Ostrander (1970)	130
5	CONCLUSÃO.....	135
5.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	138
	BIBLIOGRAFIA	139

1 INTRODUÇÃO

A busca contínua de uma modelagem estrutural mais realista tem apontado para a consideração dos efeitos relacionados às não linearidades que afetam significativamente o comportamento estrutural.

O comportamento global das estruturas de aço depende, dentre outros fatores, do comportamento das ligações, que por sua vez depende diretamente da interação entre os elementos e os meios que as compõem: cantoneiras, chapas, soldas e parafusos, assim como das características geométricas dos perfis conectados. Nas últimas décadas, em todo o mundo, muitas pesquisas têm sido dedicadas ao estudo do comportamento das ligações e sua influência na resistência e na estabilidade estrutural.

A avaliação do comportamento das ligações na distribuição dos esforços solicitantes é importante para o projeto de estruturas, pois permite adotar soluções mais próximas da realidade, por um processo de análise iterativo entre o modelo estrutural e as ligações.

Os cálculos baseados em idealizações de nós totalmente rígidos ou rotulados resultam em valores imprecisos das respostas estruturais. Isso porque, na realidade, a maioria das ligações nas estruturas de aço apresenta um comportamento não linear intermediário, definido como semirrígido, devido à impossibilidade prática de se projetarem ligações ideais. Tal abordagem é usada por meio do sistema de classificação da ligação como semirrígida.

As ligações consideradas semirrígidas permitem algum movimento relativo entre os elementos conectados nas ligações consideradas rígidas e uma determinada transmissão de momento fletor entre os elementos conectados, nas ligações consideradas flexíveis. Dessa forma, a consideração das ligações semirrígidas é importante, pois permite análises mais realistas da resposta global das estruturas e dos elementos que as formam.

No projeto de um edifício, uma das etapas mais importantes é a análise estrutural. A análise depende das características de rigidez e deformabilidade da estrutura, das imperfeições de fabricação e montagem dos elementos, da estabilidade da estrutura como um todo, e, principalmente, do comportamento das ligações. Portanto, a escolha do modelo de análise para uma dada estrutura deve considerar todos esses aspectos. Com o avanço das pesquisas aliado ao

desenvolvimento computacional, o comportamento semirrígido tem sido incorporado progressivamente nas análises de cálculo.

A classificação da ligação está correlacionada com a escolha do tipo de análise global da estrutura. Dependendo do tipo de análise a ser realizada, a ligação é classificada segundo um dos critérios de rigidez e/ou resistência. Dessa forma, considerando a análise elástica, as ligações possuem comportamento linear e são classificadas segundo sua rigidez rotacional como rotuladas, rígidas e semirrígidas.

Para a análise rígido-plástica, as ligações são classificadas segundo a resistência ao momento fletor da ligação prevendo que esta possua capacidade suficiente de rotação. Nesta análise, o mecanismo de colapso mais provável será desenvolvido nas vigas. Dessa forma, este tipo de análise é mais recomendado para estruturas contraventadas. Na análise elastoplástica, as ligações são classificadas tanto pela resistência quanto pela rigidez rotacional.

Os sistemas de classificação das ligações são desenvolvidos visando proporcionar uma escolha adequada do tipo de análise global da estrutura a ser considerada no dimensionamento. A escolha da ligação, baseada na transmissão de momentos fletores e na capacidade rotacional, é de fundamental importância para o dimensionamento estrutural. Portanto, para considerar o mais próximo da realidade o comportamento das ligações no projeto estrutural, torna-se interessante dividi-las em diferentes categorias, por meio do desenvolvimento dos sistemas de classificação, estabelecendo limites e intervalos baseados em parâmetros que representam as características da ligação em termos de resistência, rigidez e capacidade de deformação.

A principal motivação para a criação dos sistemas de classificação, segundo Bergamasco (2012), é facilitar o discernimento do calculista quanto ao tipo de ligação a ser considerada no projeto, e que o detalhamento de um determinado tipo de ligação permita que o sistema estrutural e a transmissão dos esforços entre os elementos se comportem conforme o que foi idealizado.

Dessa forma, existe grande interesse no conhecimento mais preciso do comportamento e da classificação das ligações, no aperfeiçoamento de novos métodos de dimensionamento, para se desenvolver projetos estruturais mais econômicos e confiáveis do ponto de vista da segurança.

1.1 OBJETIVOS DA PESQUISA

1.1.1 Objetivo geral

Os sistemas de classificação das ligações propiciam uma escolha adequada das características da ligação a ser considerada no dimensionamento da estrutura. Com fundamento na área de estruturas de aço, o presente projeto tem como objetivo geral o estudo do comportamento e dos sistemas de classificação das ligações, apresentando os principais e mais recentes trabalhos desenvolvidos sobre o tema, visando contribuir para a incorporação futura de um sistema de classificação de ligações, em termos de rigidez e resistência, na ABNT NBR 8800 (2008).

1.1.2 Objetivos específicos

O presente trabalho pretende:

- estudar os sistemas de classificação de ligações existentes na literatura e em normas técnicas, identificando os parâmetros e os fatores que influenciam tais classificações;
- desenvolver um sistema de classificação consistente, mais simples e mais preciso, a partir de resultados experimentais disponíveis na literatura por banco de dados e resultados teóricos e numéricos obtidos por diversos pesquisadores para vários tipos de ligações;
- aplicar o comportamento de ligações viga-pilar em simulações numéricas de pórticos semirrígidos, avaliando a sua influência na distribuição de esforços, nos deslocamentos e nos mecanismos de colapso da estrutura, validando o sistema proposto. As curvas momento-rotação relativa das ligações serão incorporadas no programa desenvolvido por Lavall (1996) e adaptado por Silva (2010), capaz de realizar a análise elastoplástica avançada de pórticos de aço considerando o comportamento das ligações.

1.2 A ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho foi dividido em 5 capítulos, distribuídos:

O capítulo 1 apresenta um panorama geral do trabalho a ser apresentado, contextualizando o tema proposto, explicando sucintamente o comportamento e classificação das ligações, bem como o projeto de estruturas de aço. Além disso, especifica os objetivos gerais e específicos da dissertação e a justificativa do tema, observando sua relevância dentro do cenário acadêmico brasileiro.

O capítulo 2 apresenta uma revisão teórica do tema, mostrando a linha do tempo dos estudos sobre as ligações semirrígidas, desde o surgimento até algumas propostas de classificações.

Aborda-se o comportamento das ligações semirrígidas, a modelagem das ligações semirrígidas, como a modelagem analítica: modelo polinomial de Frye-Morris *apud* Chen e Toma (1994), modelo B-spline Cúbico de Jones *et al.* (1980), modelo de Três Parâmetros de Chen e Kishi (1989), modelo de Quatro Parâmetros de Kishi *et al.* (2004); a modelagem experimental, a modelagem mecânica e a modelagem numérica.

Ainda são descritas as classificações das ligações mais apresentadas nas literaturas técnicas, como as classificações propostas por Stark e Bijlaard (1988), Bjorhovde *et al.* (1990), Nethercot *et al.* (1998), EN 1993-1-8 (2005), ANSI/AISC (2005) e pela ABNT NBR 8800 (2008).

Ao final do capítulo são apresentados os procedimentos da análise avançada e uma breve descrição do programa utilizado, capaz de realizar a análise elastoplástica avançada de pórticos planos semirrígidos de aço.

No capítulo 3 é desenvolvido o sistema de classificação proposto, ou seja, nele foram definidas as bases de dados - utilizando os principais trabalhos publicados sobre os sistemas de classificação de ligações com relação tanto à resistência quanto à rigidez à flexão da ligação essa forma, e foi coletado um total de 35 curvas momento x rotação, obtidas por estes pesquisadores por meio de ensaios experimentais, simulações numéricas ou por modelos mecânicos e analíticos criando um banco de dados relativo ao comportamento das ligações brasileiras -, o pórtico e sua discretização. Posteriormente, foram feitos os ensaios computacionais com esses dados e foram analisados os resultados para definir os limites rígido-

semirrígido e semirrígido-rotulado tanto quanto a rigidez quanto a resistência para se definir um sistema de classificação.

No capítulo 4 foram testados os limites definidos no capítulo 3 em dois pórticos diferentes, analisando-se a carga última dos pórticos, os deslocamentos e a plastificação como forma de verificação dos limites definidos anteriormente.

No 5º e último capítulo são apresentadas as conclusões finais do trabalho, procurando-se validar os limites definidos, bem como sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO TEÓRICA E CONCEITOS GERAIS

Tradicionalmente, as ligações são dimensionadas durante a fase de detalhamento do projeto, num período posterior à análise global da estrutura. Na fase de análise estrutural são assumidas hipóteses de um comportamento idealizado para as ligações, situando-as em duas classes extremas: ligações rígidas e ligações flexíveis. A hipótese de uma ligação totalmente rígida conduz a uma perfeita continuidade rotacional, fazendo com que o ângulo formado pelos elementos estruturais conectados permaneça o mesmo após a atuação de todo o carregamento da estrutura, possibilitando a transmissão total do momento fletor. Por outro lado, nas ligações idealmente rotuladas, não há continuidade rotacional e nenhuma transmissão de momento fletor ocorre entre esses elementos.

Embora a consideração das hipóteses do comportamento totalmente rígido ou rotulado da ligação simplifique consideravelmente a análise e o dimensionamento de uma estrutura, a validade dessas hipóteses pode ser questionada nos casos em que a flexibilidade das ligações deve ser levada em conta no projeto. Quando se analisa o comportamento real das ligações, percebe-se que estes tipos de comportamento são idealizados, uma vez que a maioria das ligações apresenta um comportamento semirrígido, que possibilita um movimento relativo e uma determinada transmissão de momento fletor entre os elementos conectados.

Um exemplo prático são as ligações com cantoneiras de topo e de assento. Essas ligações são geralmente consideradas na análise como flexíveis, sem a transmissão de momento fletor e com total capacidade de rotação. Porém, ao se observar o comportamento real deste tipo de ligação, percebe-se que ela apresenta uma parcela de restrição à rotação, e consequentemente, uma transmissão de momento fletor entre os elementos conectados.

Conforme Bergamasco (2012), os modelos analíticos são os mais indicados na análise estrutural considerando o comportamento das ligações, uma vez que se torna inviável a obtenção de resultados experimentais ou numéricos para cada tipo de ligação analisada.

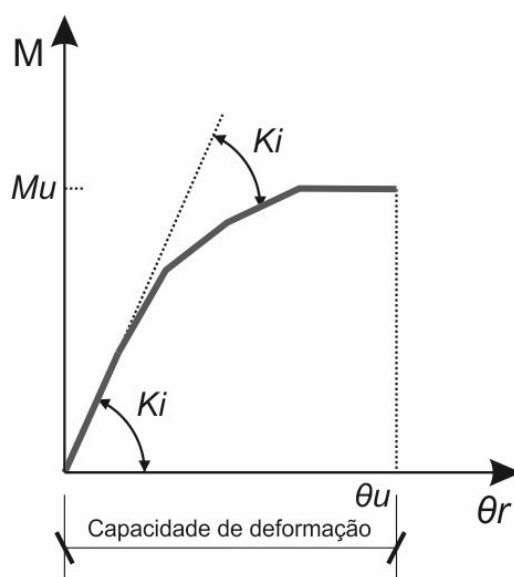
Dessa forma, ao se considerar o comportamento da ligação no estudo da estrutura, além dos métodos de análise já conhecidos, faz-se necessário também, utilizar uma representação matemática da curva momento-rotação relativa das

ligações, necessária para ser usada como entrada dados de programas de computador para a análise estrutural considerando as ligações semirrígidas.

As ligações são, geralmente, representadas pela curva $M-\theta$ definindo-se três propriedades fundamentais, conforme a Figura 1:

- a rigidez rotacional inicial (K_i);
- o momento resistente (M_u);
- a capacidade rotacional (θ_u).

Figura 1 - Curva momento-rotação ($M-\theta$) para ligação semirrígida



Fonte: Desenvolvido pela autora

A partir desses parâmetros, alguns critérios de classificação das ligações têm sido estudados e propostos, como, por exemplo, os fornecidos por Bjorhovde *et al.* (1990) e incorporados às normas modernas como a EN 1993-1-8 (2005).

Segundo Willems e Kuzmanovic *apud* Chavez (2008) as ligações de aço podem ser classificadas de acordo com:

- A técnica de fixação;
- O tipo de força atuante;
- A rigidez e resistência da ligação.

2.1 CLASSIFICAÇÃO DE ACORDO COM A TÉCNICA DE FIXAÇÃO

As ligações viga pilar em estruturas de aço são feitas por meio de parafusos, rebites ou solda, usando cantoneiras e/ou chapas de topo (estendidas ou não).

2.1.1 Ligações soldadas

A soldagem é um método de ligação entre duas superfícies metálicas por aplicação de calor, pressão ou uma combinação de ambas, com ou sem metal de ligação. Apesar de ser de fácil reparação e de fácil ajuste de projeto, exige uma mão de obra muito especializada (no processo de soldagem, devido ao gradiente de temperatura, que ocorre entre a zona de derretimento e as fibras mais remotas, podem ocorrer tensões residuais, causando distorções entre soldagens, surgindo microfissuras que favorecem falhas no material). Por esse motivo, é necessário ter mão de obra qualificada, utilizando um procedimento de controle de qualidade e proteger, com as alterações climáticas, o processo de soldagem.

Uma ligação totalmente soldada é classificada como uma ligação rígida, pois permite uma continuidade da transmissão de esforços dos elementos mecânicos entre elementos estruturais.

2.1.2 Ligações aparafusadas

Os parafusos estruturais podem ser classificados como comuns ou de alta resistência. Na atualidade, os parafusos de alta resistência são mais comumente utilizados em estruturas de aço. Segundo Chavez (2008) ao contrário de ligações soldadas, as ligações aparafusadas têm as seguintes vantagens:

- a) o trabalho de campo não é afetado por fatores climáticos;
- b) não é necessária uma mão de obra qualificada para a montagem de estruturas;
- c) o monitoramento é feito mais facilmente;
- d) geralmente as estruturas apresentam um modo de falha dúctil.

Entre as principais desvantagens Chavez (2008) destaca:

- a) maior precisão na fabricação e montagem, tornando mais difíceis de corrigir erros no campo;
- b) o custo pode ser mais elevado em comparação com as ligações soldadas.

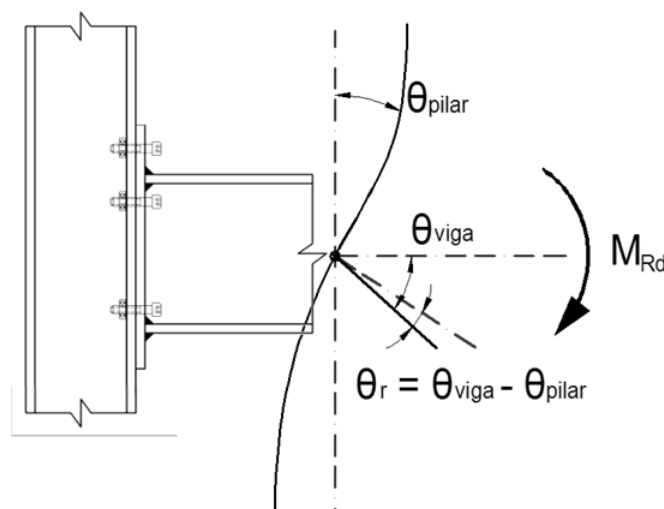
2.2 CLASSIFICAÇÃO DE ACORDO COM O TIPO DE FORÇA ATUANTE

Essas podem ser divididas em: ligações de cisalhamento direto (ligações flexíveis) e ligações de momentos (rígidas ou semirrígidas). As ligações de cisalhamento direto têm a capacidade de transferir apenas forças cortantes entre os elementos conectados e as ligações de momentos transmitem os momentos fletores e as forças cortantes nas ligações viga-pilar.

2.3 CLASSIFICAÇÃO DE ACORDO COM A RIGIDEZ E RESISTÊNCIA

O comportamento das ligações pode ser descrito principalmente pela relação momento-rotação, que considera a relação entre o momento fletor que solicita a ligação e a rotação relativa entre os elementos conectados ($\theta_r = \theta_{\text{viga}} - \theta_{\text{pilar}}$), isto é, a mudança do ângulo entre a viga e o pilar da configuração original devido ao momento fletor, conforme a Figura 2.

Figura 2 - Rotação relativa de uma ligação metálica viga-pilar



Fonte: Adaptado de SILVA, 2010, p.37

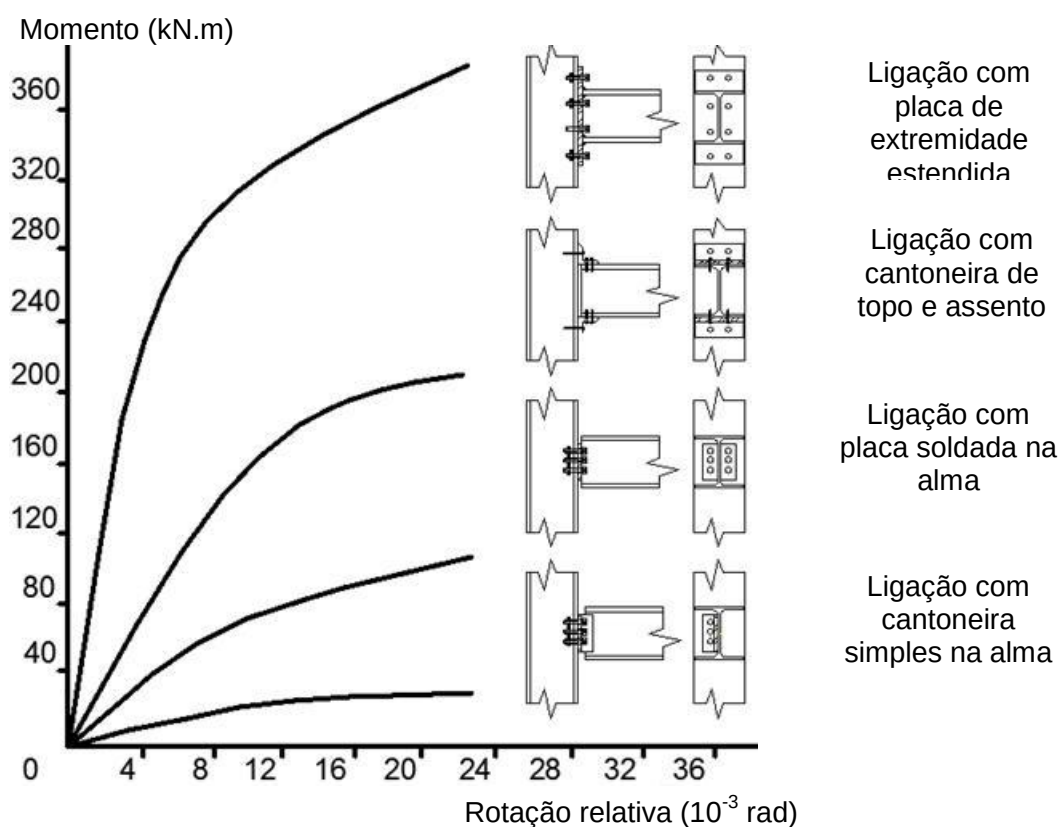
No caso das estruturas em aço há uma infinidade de layouts para ligações podendo levar a um comportamento não linear da estrutura. A Figura 3 mostra curvas experimentais de momento-rotação para alguns tipos de ligação, obtidas relacionando-se o momento fletor total aplicado com a rotação relativa da ligação. Pode-se observar que todos os tipos de ligações possuem comportamento situado entre dois extremos: perfeitamente rígido e rotulado. Uma curva correspondente a uma ligação idealmente rígida seria dada por um segmento reto coincidente com o

eixo vertical e uma curva que representa ligação idealmente flexível seria dada por um segmento reto coincidente com o eixo horizontal.

Percebe-se, assim, que na realidade a maioria das ligações metálicas deve ser considerada semirrígida, já que permite alguma rotação e transfere parcialmente o momento fletor às partes, conforme mostrado na Figura 3.

Existem, na literatura técnica, diferentes sistemas de classificação que estabelecem limites segundo os critérios de rigidez, resistência e capacidade de rotação, bastante difundidos no meio técnico-científico. Alguns sistemas de classificação propostos por diversos pesquisadores e normas técnicas serão apresentados posteriormente.

Figura 3 - Curvas momento x rotação para diversos tipos de ligações



Fonte: OLIVEIRA, 2015, p.12

2.4 LIGAÇÕES VIGA-PILAR: HISTÓRICO

Os ensaios experimentais apresentam-se neste contexto como a forma mais precisa para determinar o comportamento das ligações. Os primeiros estudos sobre ligações semirrígidas foram efetuados em 1917 por Wilson e Moore *apud* Silva (2010) que avaliaram experimentalmente a rigidez rotacional de ligações rebitadas e sua influência no comportamento da estrutura de aço, mas somente a partir da década de 1930 foram intensificados os estudos da relação entre o momento e rotação das ligações semirrígidas e seu efeito global sobre as estruturas de aço.

Segundo Diaz *et al.* (2011), até 1950, as publicações mais notáveis são os da *Steel Structures Research Committee* (1936)¹, Johnston e Monte (1942)², Stewart (1947)³ e Sourochnikoff (1950)⁴ que são focadas principalmente na aplicação de métodos por eles desenvolvidos nas ligações semirrígidas.

Na década de 1960, com a difusão dos microcomputadores, houve um avanço nas pesquisas, intensificando a necessidade de se incorporar o comportamento não linear das ligações na análise estrutural, podendo-se citar os trabalhos de Lightfoot e Baker *apud* Silva (2010) que desenvolveram um programa computacional para analisar pórticos planos com ligações elásticas.

Em 1963 Monforton e Wu *apud* Chen e Toma (1994) foram os primeiros a incorporar os efeitos de ligações semirrígidas na análise matricial em 1963. Este trabalho que tem servido de base para vários outros trabalhos atuais.

Conforme Diaz *et al.* (2011), alguns trabalhos no final da década de 1960 foram dedicados ao estudo do comportamento dinâmico de pórticos semirrígidos considerando a ligação elastoplástica, modelada por meio de molas equivalentes.

As metodologias utilizadas na modelagem numérica em elementos finitos têm sido implementadas e modificadas desde a década de 70. Maggi (2004) cita vários trabalhos importantes de um mesmo pesquisador, Krishnamurthy, realizados nessa época. O estudo detalhado pelo autor sobre a concentração de esforços nas placas

¹ *Steel Structures Research Committee. Final report.* London: Department of Scientific and Industrial Research, HMSO, 1936

² JOHNSTON B.; MOUNT E. *Analysis of building frames with semi-rigid connections.* Transactions of American Society of Civil Engineers. 107p., 1942.

³ Stewart R.W. *Analysis of frames with elastic joints.* Transactions of American Society of Civil Engineers. p. 17–39. 114p., 1947.

⁴ SOUROCHNIKOFF B. *Wind stresses in semi-rigid connections of steel framework.* Transactions, ASCE.p.115. 382p.,1950.

e parafusos e os problemas do “efeito alavanca” em ligações com placa de extremidade foi considerado como referência fundamental na metodologia de dimensionamento das ligações parafusadas em 1980 pelo AISC.

A *European Convention for Constructional Steelwork* (ECCS) *apud* Silva (2010) publicou em 1978 o chamado “Relatório 23” sobre as recomendações europeias para o aço de construção e a partir dele criou-se a base do EN 1993-1-8 (2005) (com sua primeira versão publicada em 1984). Tais recomendações substituíram o método de tensões admissíveis pelo método de Estados Limites, que se baseia nos conceitos de segurança e o uso de fator de majoração de carga para a análise de resistência estrutural e estabilidade, ao invés da referência tradicional a tensões admissíveis.

A difusão da filosofia do Método dos Estados Limites contribuiu significativamente para que as ligações fossem classificadas de acordo com parâmetros mais realísticos de rigidez e resistência. Desde então, as pesquisas a nível mundial vêm confirmando a importância de se considerar as ligações semirrígidas na análise, na tentativa de melhor representar o comportamento global das estruturas.

Jones *et al.* (1980), verificaram a influência das ligações semirrígidas em pilares de aço e posteriormente, em 1983, os mesmos autores analisaram o comportamento de pórticos com ligações semirrígidas.

Também em 1983, Goverdham *apud* Silva (2010) reuniu um total de 230 curvas momento $\times$ rotação, obtidas experimentalmente, em um banco de dados relativo ao comportamento de ligações.

Kishi e Chen (1986) estenderam a coleta feita por Goverdham e criaram um sistema computadorizado para gerenciamento do banco de dados. Objetivando desenvolver um método racional de análise para pórticos semirrígidos, os autores criaram o programa SCDB (*Steel Connection Data Bank*) para reunir dados experimentais e estabelecer uma relação matemática no ajuste da curva experimental momento $\times$ rotação da ligação.

Chen e Goto (1986) e Chen e Lui (1987), propuseram métodos de análise de estrutura com ligações semirrígida com base na matriz de rigidez, utilizando microcomputadores. No mesmo ano, o ECCS criou o “Grupo de Trabalho do GTT 8,2”, para estudar a influência das ligações semirrígidas no comportamento global de pórticos.

Na década de 90, com o avanço dos computadores pessoais domésticos e estações de trabalho com bons hardwares de desenvolvimento de computação gráfica, os projetos que utilizavam Análise Avançada se tornaram mais viáveis. Este avanço tornou possível para o engenheiro adotar a filosofia dos Estados Limites de uma forma mais ampla. A partir de então as técnicas de Análise Avançadas se tornaram mais realistas com relação ao desempenho estrutural global (dando maior segurança econômica e mais uniformidade).

Em 1990, a partir de resultados de modelos experimentais, Bjorhovde *et al.* (1990) propuseram um sistema adimensional de classificação baseado em um diagrama bilinear momento-rotação relativa, estabelecendo critérios segundo a rigidez, a resistência e a capacidade de rotação da ligação. O sistema proposto define um parâmetro denominado comprimento de referência, ajustado experimentalmente a partir de dados de 55 ligações, que relaciona a rigidez da viga com a rigidez da ligação. Os autores definiram o comprimento de referência como um valor médio equivalente a cinco vezes a altura da seção transversal da viga. A ideia principal do método é classificar as ligações nas categorias rígidas, semirrígidas e flexíveis, e mostrar em um gráfico as regiões que delimitam cada uma dessas classificações. Bjorhovde *et al.* (1990) também desenvolveram uma expressão para cálculo da capacidade de rotação da ligação baseada no comprimento de referência da viga e por curvas de ajustes com dados de ensaios.

Em 1995, Goto e Miyashita fizeram um estudo de validação do sistema de classificação EC3 para conexões revisando-o pela análise do comportamento elástico-plástico de pórticos. Observou-se a partir dos resultados numéricos que o limite entre as regiões rígida e semirrígida do sistema proposto pelo EC3 é restritivo, tanto em termos de rigidez, quanto em termos da capacidade de momento resistente das ligações. A partir de então se comparou com o limite estabelecido em Bjorhovde *et al.* e concluiu-se que este seria menos restritivo, especialmente em termos da capacidade de momento resistente das ligações.

Posteriormente em 1996, Goto e Miyashita propuseram uma nova classificação de ligações baseados na resistência da viga. O limite entre a classificação rígida e semirrígida foi estabelecido tendo em conta os comportamentos dos subconjuntos estruturais no estado limite de utilização ao longo do estado último. No sistema de classificação proposto foi considerado o comportamento dos pórticos semirrígidos no estado limite de serviço, juntamente com o estado limite último. Tomando as

ligações com cantoneiras de topo e assento com cantoneiras duplas na alma como exemplo, foi apresentado um procedimento para determinar o limite entre comportamento rígido semirrígido das curvas de ligação. A validade deste sistema de classificação foi confirmada por análise do comportamento global elástico-plástico de pórticos semirrígidos.

Considerando-se a plasticidade distribuída entre 1997 a 1999, Foley e Vinnakota *apud* Silva (2010) desenvolveram um elemento finito para realizar uma análise elastoplástica em 2ª ordem de pórticos planos de aço de pequeno porte, totalmente resistentes (TR) e parcialmente resistentes (PR). Eles ainda estenderam a pesquisa analisando pórticos de aço TR e PR, com múltiplos andares e múltiplos vãos para demonstrar que a análise considerando a plasticidade distribuída no cálculo da carga última de pórticos em grande escala não exige grande esforço computacional, devido ao surgimento de computadores cada vez mais potentes.

Nethercot *et al.* (1998) desenvolveram um sistema de classificação para ligações viga-pilar, levando-se em conta os parâmetros de rigidez e resistência das ligações simultaneamente. No sistema de classificação proposto, cada ligação é classificada em uma categoria única, de modo a representar de forma consistente as considerações a serem feitas sobre o comportamento da ligação. Neste sistema, as ligações são classificadas em: totalmente conectadas, parcialmente conectadas, flexíveis e não estruturais. Os autores apresentaram exemplos numéricos para validar o sistema de classificação proposto.

Hasan *et al.* (1998) propuseram um sistema de classificação simples para ligações de aço viga-pilar baseado nos deslocamentos, demarcando o diagrama momento-rotação em três zonas de duas linhas não lineares. As equações destas duas linhas não lineares são tomadas a partir de um modelo de momento de rotação de três parâmetros (rigidez inicial da ligação, capacidade de momento último e um fator de forma n). Neste trabalho as resistências limites mantiveram-se as mesmas do EC3. e desde que estes limites sejam independentes, se faz necessário um ajuste do sistema de classificação dependendo do tipo de unidade utilizado no cálculo. Foi um sistema de classificação que mostrou-se ser mais simples e mais preciso que os outros sistemas de classificação até então existentes.

Em 1999, Christopher e Bjorhovde analisaram as características do comportamento de ligações de pórticos semirrígidos, considerando as diferenças das características de carga e descarga. Uma representação da curva momento x

rotação para as ligações foi apresentada pelo modelo dos três parâmetros, para o cálculo da rigidez da ligação exigida na análise de pórticos semirrígidos.

Embora o estudo de ligações já venha sendo realizado no exterior desde o início do século passado, com maior ênfase a partir de 1960, no Brasil, o tema só começou a receber atenção nos últimos anos. Em 1999, Mello desenvolveu um programa computacional considerando-se os efeitos da não linearidade geométrica e do material, associados ao comportamento das ligações semirrígidas, Maggi (2000) apresentou um trabalho cujo objetivo foi discutir a rigidez das ligações, por meio de análise de modelos numéricos, verificando a influência da variação de parâmetros como espessura da chapa de topo e o diâmetro dos parafusos.

Pesquisas a nível mundial vêm confirmando a importância de se considerar as ligações semirrígidas na análise, na tentativa de melhor representar o comportamento global das estruturas. O desenvolvimento de formulações e métodos de análises baseados no modelo da plasticidade concentrada ou rótula plástica com determinado grau de refinamento, incorporando-se os efeitos das ligações na análise de pórticos de aço, foram implementados por diversos pesquisadores, como Ackroyd e Gerstle *apud* Silva (2010) em 1982, Chen e Toma *apud* Silva (2010) em 1994, Kim e Chen *apud* Silva (2010) em 1996, Chen *et al.* *apud* Silva (2010) em 1996, Kim e Choi (2001).

No início do século XXI, Sekulovic e Salatic *apud* Silva (2010) desenvolveram um programa de computador baseado no Método dos Elementos Finitos para calcular os esforços e deslocamentos atuantes nas estruturas planas de aço, considerando-se o comportamento não linear das ligações e a não linearidade geométrica. O modelo de três parâmetros foi utilizado para descrever o comportamento não linear das ligações.

Landesmann (2003) desenvolveu uma metodologia de análise estrutural não linear elastoplástica para pórticos considerando a flexibilidade das ligações metálicas entre viga-pilar. Landesmann e Batista (2005) desenvolveram um programa capaz de realizar uma análise avançada baseado no método da rótula plástica refinada. O programa computacional foi desenvolvido com base nas funções de estabilidade do elemento e utilizado para avaliar o comportamento de estrutura de aço com ligações semirrígidas. A flexibilidade das ligações foi introduzida no programa pela da modificação da matriz de rigidez do elemento.

Em 2005, após grande evolução nos estudos, o EN 1993-1-8 (2005) foi oficialmente publicado. Nele há referência a todos os tipos de ligações, incluindo as semirrígidas, utilizando-se o método dos componentes.

Outros códigos internacionais também contemplam este comportamento das ligações e nesses há a avaliação das propriedades mecânicas das ligações em termos de rigidez inicial, resistência e capacidade de rotação, incluindo a análise procedimentos de projeto para ligações.

No Brasil, a norma brasileira ABNT NBR 8800 (2008) classifica a ligação apenas em relação à rigidez inicial, mas não estabelece regras para obter a resistência das ligações.

Em 2006 Tristão *apud* Bergamasco (2012) demonstrou um estudo teórico baseado no EN 1993-1-8 (2005) e EN 4 (o qual apresenta um procedimento para avaliação das ligações mistas com cantoneira de alma e assento e com chapa de topo), utilizando-se da análise experimental, verificando modelos submetidos a carregamento monotônico e cíclico. O objetivo do trabalho foi avaliar a influência da força axial de compressão no pilar no comportamento do painel da alma do pilar, e consequentemente, no comportamento global da ligação mista localizada em nó de extremidade.

Alguns estudos com ligações em estruturas tubulares começam a aparecer com mais força, podendo ser destacados os trabalhos de FREITAS (2009)⁵ e posteriormente MASIOLI (2011)⁶.

Silva (2010) apresentou um estudo do comportamento elastoplástico de pórticos semirrígidos de aço utilizando a análise avançada, considerando-se as prescrições da norma brasileira para análise quanto aos estados-limites último e de serviço. Para isso, a autora desenvolveu uma formulação geometricamente exata, considerando-se a não linearidade geométrica, incluindo os efeitos $P-\Delta$ e $P-\delta$ e as deformações por cisalhamento nas barras utilizando a teoria de Timoshenko, a não linearidade do material, utilizando-se os conceitos da plasticidade distribuída e as tensões residuais e a não linearidade das ligações, utilizando-se elementos de mola, cujo comportamento da ligação era modelado por meio de curvas momento-rotação

⁵ FREITAS, P. C. B. *Análise numérica de ligações metálicas viga-coluna com coluna tubular circular*. Dissertação (Mestrado). 2009. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2009.

⁶ MASIOLI, C. Z. *Análise teórica e experimental de ligações em aço entre pilar tubular de seção circular e viga de seção I*. 2011. 137f. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2011.

multilinearizadas. Visando adequar o programa desenvolvido, para a sua utilização como um método de análise elastoplástica avançada, foram realizadas calibrações com os parâmetros de dimensionamento da ABNT NBR 8800 (2008).

Bergamasco (2012) desenvolveu um trabalho visando o estudo do comportamento estrutural das ligações metálicas parafusadas viga-pilar com chapa de topo estendida. O autor, utilizando-se da variação de parâmetros, como espessura da chapa e diâmetro dos parafusos, atentou para os modos de falha das ligações, a plastificação da chapa de topo e ruptura dos parafusos.

Um dos mais recentes trabalhos sobre o assunto foi desenvolvido por Oliveira (2015) que faz uma análise de pórticos de aço com ligações viga-pilar e de base de pilar semirrígidas a partir do Método dos Componentes. Foram discutidos alguns dos conceitos, etapas e procedimentos práticos que envolvem a aplicação do método do Método dos Componentes. O autor apresentou também, um estudo da região tracionada da ligação a partir do modelo de um T-stub tracionado e de seus respectivos mecanismos de falha, alguns procedimentos práticos para dimensionamento, a verificação de ligações e avaliação das propriedades fundamentais (rigidez rotacional, momento resistente e capacidade de rotação), baseados na norma EN 1993-1-8 (2005)) e, no final, uma avaliação da influência do comportamento dessas ligações na distribuição dos esforços solicitantes nos elementos, nos deslocamentos nodais e na estabilidade global da estrutura e na verificação da validade de procedimentos simplificados de análise.

Pode-se afirmar que, com o avanço das pesquisas aliado ao desenvolvimento computacional, o comportamento semirrígido das estruturas vem sendo incorporado progressivamente nos cálculos, resultando em análises mais realistas da resposta global das estruturas, permitindo um dimensionamento mais preciso e, certamente, mais confiável.

2.5 COMPORTAMENTO DAS LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS

O conhecimento do comportamento não linear das ligações entre os elementos estruturais é essencial para a análise e dimensionamento de uma estrutura. Os efeitos que causam a não linearidade da relação momento x rotação relativa das ligações semirrígidas são atribuídos a vários fatores, como por exemplo:

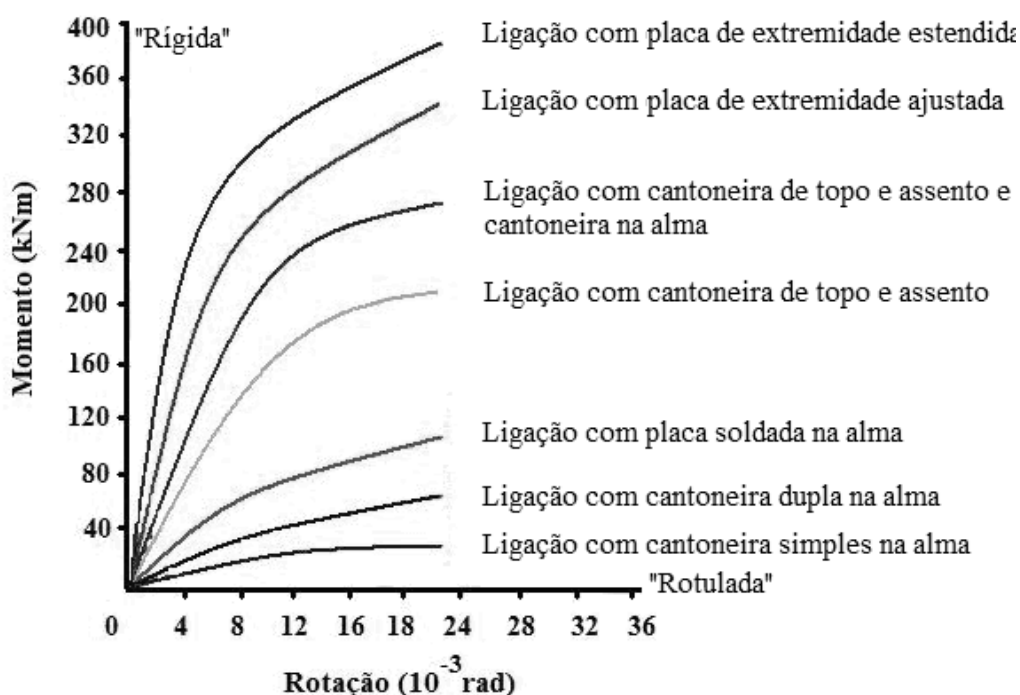
- a) escoamento local de algumas partes dos componentes da ligação;

- b) flambagem local de mesas e/ou alma da viga e pilar conectados na ligação;
- c) descontinuidade geométrica na ligação devido a combinação de vários elementos como parafusos, chapas, cantoneiras, permitindo um deslizamento e movimento relativo entre componentes quando submetido a qualquer valor de carregamento;
- d) concentrações de tensões e deformações causadas por furos, chapas de contato e porcas utilizadas como elementos de montagem da ligação;
- e) tensões residuais oriundas de operações de soldagem e recorte.

A rotação relativa θ_r da ligação representa a mudança do ângulo entre a viga e o pilar da configuração original devido ao momento fletor. O comportamento de uma ligação pode ser representado pela curva momento x rotação relativa, que relaciona o momento fletor a que está solicitada à ligação com a rotação relativa entre os elementos ligados.

A Figura 4, adaptada de Chen e Toma (1994), mostra curvas momento x rotação para vários tipos de ligação, relacionando o momento fletor total aplicado com a rotação relativa da ligação.

Figura 4 - Curvas momento x rotação para diversos tipos de ligações



Fonte: CHEN e TOMA *apud* SILVA, 2010, p.108.

Analisando-se as curvas, pode-se observar que:

- a) todos os tipos de ligações possuem comportamento situado entre dois extremos: perfeitamente rígido (eixo vertical) e rotulado (eixo horizontal);
- b) a relação $M-\theta_r$ para ligações semirrígidas é tipicamente não linear desde o início do carregamento, com redução da rigidez conforme a rotação aumenta;
- c) para o mesmo valor de momento, quanto mais flexível for uma ligação, maior será a rotação;
- d) para um determinado valor de rotação θ , quanto mais flexível for uma ligação, menor será a transmissão de momento entre os elementos conectados. Dessa forma, o momento máximo que uma ligação pode transmitir diminui com a flexibilidade da ligação;
- e) no carregamento, a rigidez da ligação diminui com o aumento da rotação e no descarregamento, ela se aproxima da rigidez inicial.

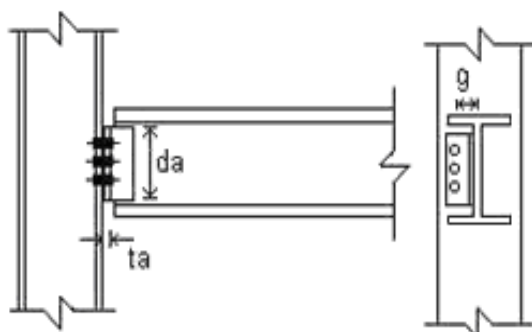
As ligações soldadas são geralmente classificadas como rígidas, pois são as que apresentam maior resistência e pouca capacidade rotacional e as cantoneiras de alma são geralmente classificadas como rotuladas, apresentando pouca resistência à flexão e grande capacidade rotacional. As ligações situadas entre esses dois extremos são classificadas como semirrígidas.

A Figura 5 mostra exemplos de ligações viga-pilar que podem ser classificadas como rígidas: ligações T-stub e ligações com placa de extremidade estendida com ou sem enrijecedores na alma do pilar; semirrígidas: ligações com cantoneiras de topo e assento com ou sem cantoneira dupla na alma e flexíveis: ligações com cantoneira simples ou dupla ou com placa soldada na alma da viga. As ligações que possuem cantoneiras de topo e assento e as ligações T-stub não são muito empregadas no Brasil.

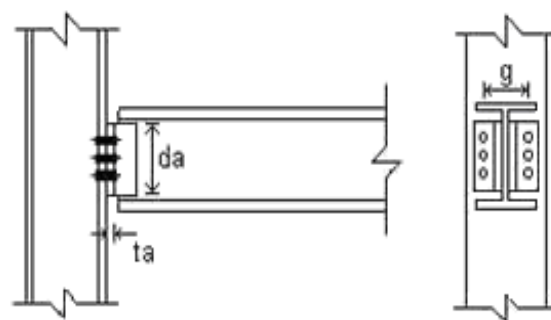
Uma determinada ligação pode apresentar diversos comportamentos rotacionais, simplesmente modificando os seus parâmetros. Por exemplo, a rigidez e a resistência de uma ligação com placa de extremidade podem ser alteradas, ao variar a espessura da placa e/ou o diâmetro dos parafusos, bem como outros parâmetros da ligação.

Diversas normas e especificações técnicas já consideram o comportamento semirrígido das ligações na análise estrutural. A análise considerando as ligações semirrígidas proporciona uma representação mais real do comportamento da estrutura, bem como o fato de que pode prestar-se a economia para o produto final.

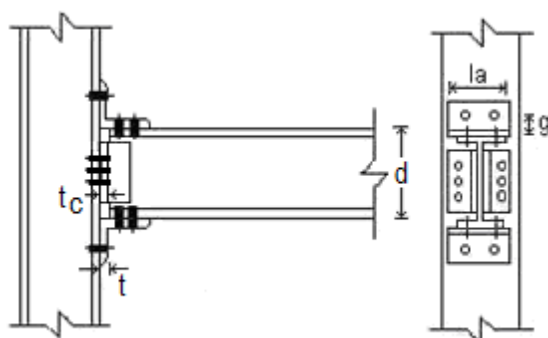
Figura 5 - Exemplos de ligações viga-pilar



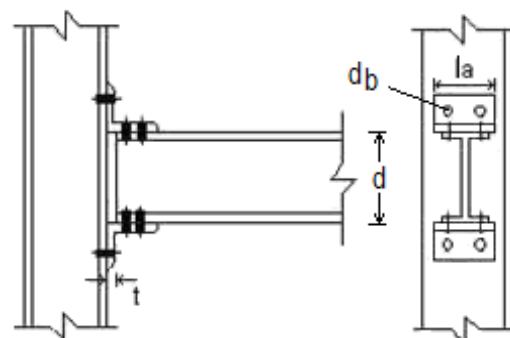
Ligação com uma cantoneira na alma



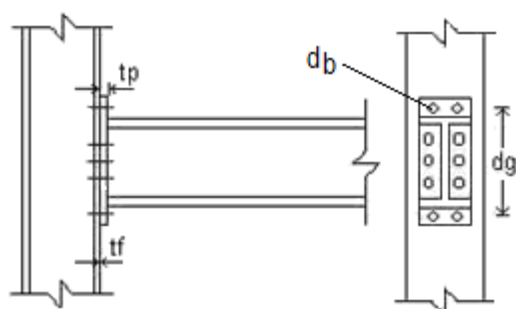
Ligação com dupla cantoneira na alma



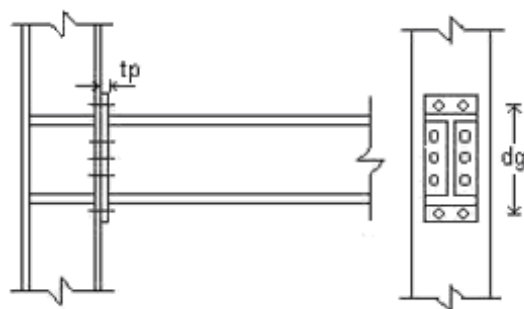
Ligação com cantoneiras de topo e assento com cantoneira dupla na alma



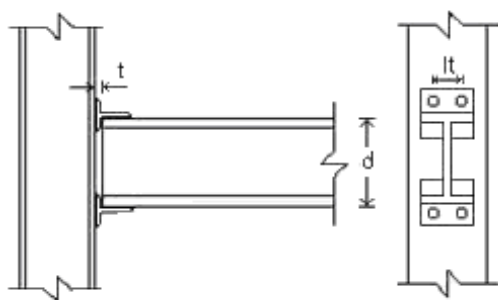
Ligação com cantoneiras de topo e assento sem cantoneira dupla na alma



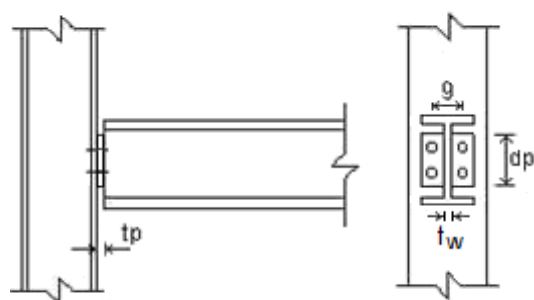
Ligação com placa de extremidade sem enrijecedores na alma do pilar



Ligação com placa de extremidade com enrijecedores na alma do pilar



Ligação T-stub



Ligação com placa soldada na alma da viga

2.6 MODELAGEM DAS LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS

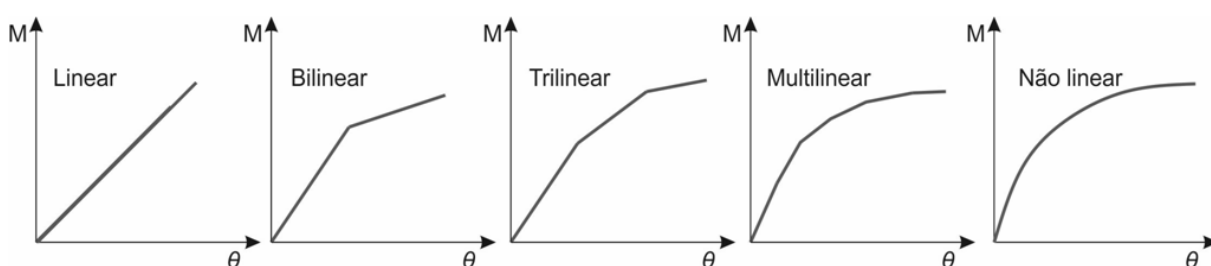
A modelagem de uma ligação consiste na descrição do seu comportamento mediante a ação de esforços solicitantes. Em uma ligação entre viga e pilar, geralmente, ocorre a transmissão de forças normais, forças cortantes, momentos fletores e de torção. Contudo, em vários casos de ligações em estruturas aporticadas, as deformações causadas pelas forças normais e cortantes são pequenas quando comparadas com as deformações rotacionais, podendo ser desconsideradas na análise. O efeito causado pela torção também não é considerado no estudo de estruturas planas.

A incorporação do comportamento das ligações na análise estrutural exige uma representação matemática das curvas momento-rotação relativa, que pode ser realizada pelos seguintes modelos: analítico, experimental, mecânico e numérico utilizando o método dos elementos finitos.

2.6.1 Modelagem Analítica

Dependendo da resposta desejada para a curva $M-\theta$ e de sua influência na resposta da estrutura, podendo ser, por exemplo, linear, bilinear, trilinear, multilinear e continuamente não linear opta-se por algum tipo de modelagem conforme mostra a Figura 6.

Figura 6 - Modelos matemáticos da curva $M-\theta$ da ligação



Fonte: Adaptado de SILVA, 2010.

Os modelos analíticos são geralmente validados pela comparação com os resultados experimentais e/ou modelos numéricos e até mesmo com outros modelos analíticos. Os modelos lineares são os mais simples e têm como vantagem a facilidade de uso, pois utilizam a rigidez inicial para representar todo o comportamento da ligação, porém tornam-se menos precisos à medida que a solicitação aumenta, superestimando a capacidade da ligação.

Uma melhoria significativa é obtida por meio de um modelo bilinear. Esse modelo é geralmente utilizado nas análises elasto-plásticas. Quando se deseja descrever a curva $M-\theta_r$ de forma mais precisa, modelos trilineares e multilineares podem ser adotados. Porém, um maior grau na precisão pode ser obtido por meio do uso de curvas $M-\theta_r$ continuamente não lineares, como o Modelo de Três Parâmetros de CHEN e KISHI (1989).

2.6.1.1 Modelo Polinomial de FRYE e MORRIS *apud* CHEN e TOMA (1994)

Um modelo polinomial foi desenvolvido por Frye e Morris *apud* Chen e Toma (1994) para avaliar o comportamento de diversos tipos de ligações:

$$\theta_r = C_1(kM) + C_2(kM)^3 + C_3(kM)^5 \quad (1)$$

Onde k é um parâmetro de padronização que depende do tipo e das características geométricas da ligação, e os coeficientes C_1 , C_2 e C_3 , constantes obtidas por técnicas de ajuste de curva.

Segundo Silva (2010), pode-se dizer que é um modelo que descreve bem o comportamento da ligação até um determinado limite do carregamento, a partir do qual começa a apresentar grandes discrepâncias em relação à curva experimental, além de apresentar valores negativos de rigidez para determinados tipos de ligação.

No modelo foi desenvolvida uma tabela que fornece as constantes de ajuste das funções polinomiais para diversos tipos de ligações, bem como os parâmetros de padronização das ligações que estão mostrados na Tabela 1. Como foram calibradas por ensaios com perfis estrangeiros as unidades das constantes das funções foram ajustadas no sistema inglês.

Tabela 1 - Constantes de ajuste e dos parâmetros de padronização das funções polinomiais

Tipo de ligações	Constantes de ajuste de curva	Parâmetro de padronização
Ligação com uma cantoneira na alma	$C_1 = 4,28 \times 10^{-3}$ $C_2 = 1,45 \times 10^{-9}$ $C_3 = 1,51 \times 10^{-16}$	$k = d_a^{-2,4} t_a^{-1,81} g^{0,15}$
Ligação com dupla cantoneira na alma	$C_1 = 3,66 \times 10^{-4}$ $C_2 = 1,15 \times 10^{-6}$ $C_3 = 4,57 \times 10^{-8}$	$k = d_a^{-2,4} t_a^{-1,81} g^{0,15}$
Ligação com cantoneiras de topo e assento e dupla cantoneira de alma	$C_1 = 2,23 \times 10^{-5}$ $C_2 = 1,85 \times 10^{-8}$ $C_3 = 3,19 \times 10^{-12}$	$k = d^{-1,287} t^{-1,128} t_c^{-0,415} l_a^{-0,694} g^{1,35}$
Ligação com cantoneiras de topo e assento	$C_1 = 8,46 \times 10^{-4}$ $C_2 = 1,01 \times 10^{-4}$ $C_3 = 1,24 \times 10^{-8}$	$k = d^{-1,5} t^{-0,5} l_a^{-0,7} d_b^{-1,1}$
Ligação com placa de extremidade estendida sem enrijecedores de alma e pilar	$C_1 = 1,83 \times 10^{-3}$ $C_2 = -1,04 \times 10^{-4}$ $C_3 = 6,38 \times 10^{-6}$	$k = d_g^{-2,4} t_p^{-0,4} t_r^{-1,5}$
Ligação com placa de extremidade estendida com enrijecedores de alma e pilar	$C_1 = 1,79 \times 10^{-3}$ $C_2 = -1,76 \times 10^{-4}$ $C_3 = 2,04 \times 10^{-4}$	$k = d_g^{-2,4} t_p^{-0,4}$
T-stub	$C_1 = 2,10 \times 10^{-4}$ $C_2 = 6,20 \times 10^{-6}$ $C_3 = -7,6 \times 10^{-9}$	$k = d^{-1,5} t^{-0,5} l_c^{-0,7} d_b^{-1,1}$
Ligação com placa soldada à alma da viga	$C_1 = 5,10 \times 10^{-5}$ $C_2 = 6,20 \times 10^{-10}$ $C_3 = 2,10 \times 10^{-13}$	$k = t_p^{-1,6} g^{1,6} d_p^{-2,3} t_w^{-0,5}$

Fonte: Adaptado de SILVA, 2010, p113.

2.6.1.2 Modelo B-spline Cúbico de JONES *et al.* (1980)

O modelo *B-spline Cúbico* originou-se da correção do problema de precisão do modelo polinomial citado anteriormente, melhorando a aproximação da curva e evitando o problema da tangente negativa. Esse método exige a subdivisão da curva experimental em um número de trechos menores e em cada trecho uma função cúbica é ajustada mantendo a continuidade da primeira e segunda derivadas, entre trechos adjacentes, mas infelizmente é essa aproximação necessita de um grande número de parâmetros.

2.6.1.3 Modelo de Três Parâmetros de CHEN e KISHI (1989)

Segundo Silva (2010), Chen e Kishi (1989) apresentaram um modelo com três parâmetros para representar o comportamento $M-\theta_r$ das ligações. Os três parâmetros do modelo são: a rigidez inicial da ligação (K_i), a capacidade última ao momento da ligação (M_u) e o fator de forma n . Esses parâmetros são calculados por um modelo analítico simples, utilizando as propriedades do material e dimensões geométricas. Silva (2010) enfatiza que se usando esses parâmetros no modelo dado por Richard e Abbott *apud* Chen *et al.* (1996), obtém-se a função que representa o comportamento momento x rotação relativa da ligação:

$$M = \frac{K_i \theta_r}{\left[1 + \left(\frac{\theta_r}{\theta_0} \right)^n \right]^{\frac{1}{n}}} \quad (2)$$

Onde, K_i é a rigidez inicial da ligação, n o fator de forma, θ_0 a rotação plástica de referência e igual a M_u/K_i , sendo M_u o momento último da ligação.

2.6.1.4 Modelo de Quatro Parâmetros de KISHI *et al.* *apud* SILVA (2010)

Kishi *et al.* *apud* Silva (2010) desenvolveu o modelo de quatro parâmetros para descrever o comportamento das ligações semirrígidas por meio de curvas momento x rotação relativa composto pelos seguintes parâmetros: rigidez inicial (K_i), rigidez com encruamento (K_p), momento de referência (M_0) e parâmetro de forma (n). Esses parâmetros foram determinados a partir de testes experimentais de 168 tipos de ligações de placa de extremidade e armazenados em banco de dados.

O momento fletor M , a rotação relativa θ_r e a rigidez tangente K_t para o modelo de quatro parâmetros são dados, respectivamente por:

$$M = \frac{(K_i - K_p)\theta_r}{\left[1 + \left(\frac{\theta_r}{\theta_0}\right)^n\right]^{\frac{1}{n}}} + K_p\theta_r \quad (3)$$

$$\theta_r = \left\{ \left(\frac{K_i - K_p}{K_t - K_p} \right)^{\frac{n}{n+1}} - 1 \right\}^{\frac{1}{n}} \theta_0 \quad (4)$$

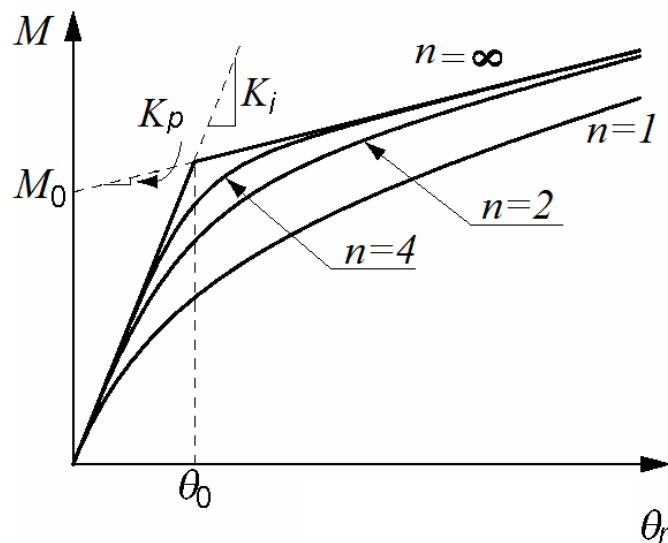
$$K_t = \frac{dM}{d\theta_r} = \frac{K_i - K_p}{\left[1 + \left(\frac{\theta_r}{\theta_0}\right)^n\right]^{\frac{(n+1)}{n}}} + K_p \quad (5)$$

Onde θ_0 é a rotação relativa de referência dada por:

$$\theta_0 = \frac{M_0}{(K_i - K_p)} \quad (6)$$

A Figura 7 mostra curvas M - θ_r de uma ligação para o fator de forma n variando de um valor pequeno a infinito.

Figura 7 - Comportamento $M \times \theta$ para o modelo de quatro parâmetros



Fonte: KISHI *et al.* apud SILVA, 2010, p. 116.

Neste caso, quando n tende a infinito, o modelo é reduzido para um comportamento bilinear com rigidez inicial K_i e rigidez com encruamento K_p .

2.6.2 Modelagem Experimental

A modelagem experimental consiste na realização de ensaios de laboratórios com a finalidade de estudar o comportamento mecânico da ligação. A realização de ensaios experimentais permite obter, de forma confiável e precisa, o comportamento real das ligações. Com base nos resultados é possível calibrar os diversos modelos existentes para determinação do momento resistente, da rigidez inicial e de sua capacidade de rotação.

No entanto, apesar de a modelagem experimental ser importante na avaliação dos resultados, na calibração e na validação dos modelos analíticos propostos, os custos envolvidos são bastante elevados, fazendo com que esta não seja uma técnica adotada com frequência na prática, se restringido muitas vezes a estudos de pesquisas.

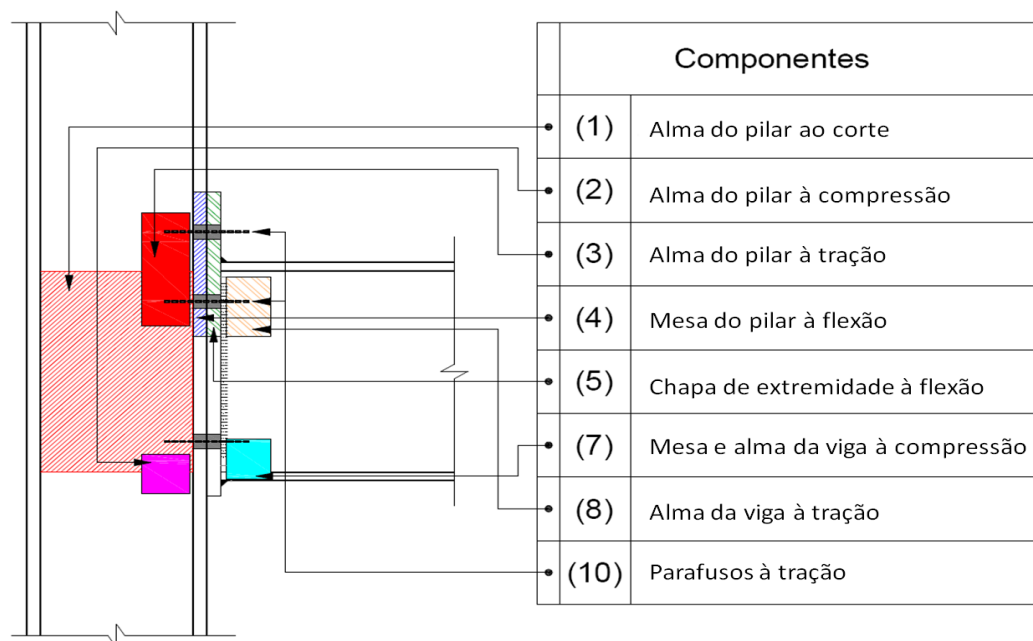
2.6.3 Modelagem Mecânica

O modelo mecânico consiste em identificar os componentes ativos da ligação, estabelecer relações de força *versus* deslocamento para cada um desses componentes e, por último, realizar a associação dos componentes para obtenção da curva momento-rotação da ligação.

O Método dos Componentes é o modelo mecânico utilizado para o dimensionamento de ligações estruturais em aço presente no EN 1993-1-8 (2005), onde os componentes são representados por molas translacionais, com comportamento linear ou não linear, formando sistemas que são tratados como estruturas para simular o comportamento momento-rotação das ligações.

O primeiro passo do Método dos Componentes, para a construção da curva momento-rotação da ligação, consiste na identificação dos componentes que são relevantes para a análise. As ligações são consideradas como uma série de elementos básicos distribuídos em três grupos distintos de regiões: região tracionada, região comprimida e região de cisalhamento, conforme mostra a Figura 8. Em seguida, as curvas força-deslocamento de cada um dos componentes identificados são obtidas e, finalmente, os componentes são representados por molas por meio de suas respectivas rigidezes, associados em série e/ou em paralelo. Esta associação permite a obtenção da rigidez global da ligação, que é necessária para a definição da curva momento-rotação.

Figura 8 - Componentes relevantes em uma ligação viga-pilar



Fonte: Adaptado de OLIVEIRA, 2015.

2.6.4 Modelagem numérica

A modelagem numérica baseada no método dos elementos finitos é considerada uma ferramenta adequada para conduzir investigações e realizar a calibração de modelos.

A análise numérica permite o desenvolvimento de inúmeros modelos numéricos, com a variação de parâmetros, como por exemplo, a modificação da espessura de chapas, espessura e perfil de cantoneiras, diâmetro dos conectores ou do cordão de solda, alterando a geometria dos modelos, o tipo e aplicação de carregamentos, etc.

Um modelo numérico bem calibrado, com a utilização de parâmetros coerentes e com uma efetiva representatividade dos fenômenos físicos os quais se deseja simular, garante resultados bastante satisfatórios para a análise de ligações.

Dessa forma, a utilização da análise numérica por simulação computacional, com a finalidade de estudar o comportamento mecânico da ligação, aparece neste contexto como desejável, já que há uma infinidade de parâmetros a serem definidos e estudados, tornando-se economicamente (e temporalmente) inviável desenvolver este estudo em laboratório.

2.7 CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES

Categorizar e sistematizar, estabelecendo limites e intervalos capazes de diferenciar os tipos de ligações é uma ferramenta muito útil, pois aproxima a realidade à execução dos projetos estruturais desenvolvidos. Os sistemas de classificação de ligações são importantes para os calculistas/projetistas, pois com seu uso, é possível considerar o comportamento real da ligação, gerando um dimensionamento mais preciso, eliminando as utilizações tradicionais e idealizadas de ligação rígida e flexível, por meio da consideração das ligações semirrígidas.

Conforme apresentado por Maggi (2004), o desenvolvimento dos critérios utilizados para a classificação das ligações, tanto no que diz respeito aos Estados Limites de Serviço (ELS) quanto aos Estados Limites Últimos (ELU), representa uma das maiores dificuldades na definição dos limites de rigidez e de resistência. As considerações sobre a rigidez inicial das ligações são mais importantes na análise dos ELS, enquanto os parâmetros de resistência e da capacidade de rotação são relevantes na análise dos ELU.

Seguindo uma linha do tempo, serão apresentados os principais sistemas de classificação propostos por pesquisadores e por algumas normas técnicas para as ligações viga-pilar, que levam em conta as características de capacidade resistente, rigidez e rotação, a fim de permitir uma consideração mais realista para as ligações.

2.7.1 Classificação de STARK e BIJLAARD (1988)

Stark & Bijlaard desenvolveram em 1988 um sistema de classificação baseado no método de projeto adotado para as ligações (fase elástica ou plástica), quanto à consideração da não linearidade do material.

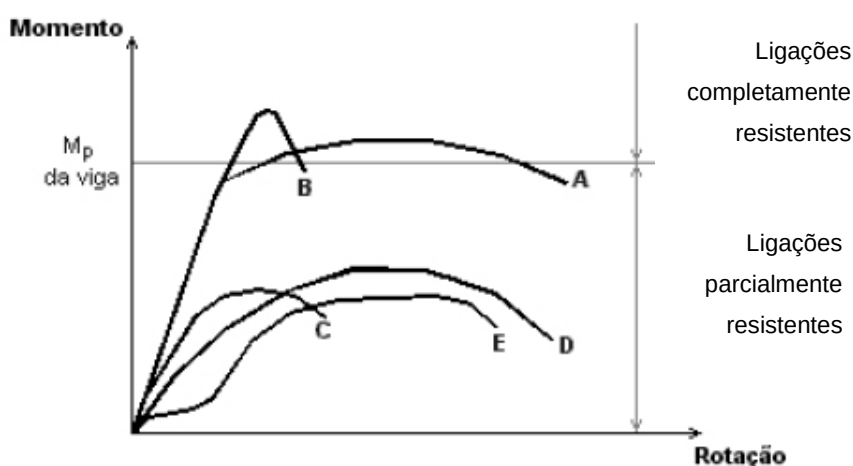
Na fase plástica as ligações são classificadas como:

- a) ligações rotuladas (nominally pinned connections): ligações dimensionadas para transmitir somente esforços normais e de cisalhamento, de forma a apresentar capacidade rotacional com formação de quaisquer tipos de rótulas plásticas, até se caracterizar o colapso. (BERGAMASCO, 2012)
- b) ligações de resistência total (full strength connections): ligações com momento fletor resistente superior ao momento de plastificação dos elementos conectados, não ocorrendo formação da rótula plástica na ligação, mas sim nos elementos adjacentes a ela (viga ou pilar). Por

exemplo, analisando a Figura 9, as ligações A e B se enquadrariam como de resistência total. Porém, no caso do dimensionamento de ligações do tipo B, é necessário se considerar uma reserva de resistência no projeto, devido à baixa capacidade rotacional, prevendo uma redistribuição plástica dos esforços após a formação da primeira rótula plástica. (RIBEIRO *apud* BERGAMASCO, 2012).

c) ligações de resistência parcial (partial strength connections): ligações com momento fletor resistente inferior ao momento de plastificação dos elementos conectados, ocorrendo formação da rótula plástica na ligação, e não nos elementos adjacentes a ela (viga ou pilar). Por exemplo, analisando a Figura 9, as ligações C, D e E se enquadrariam como de resistência parcial. Como a formação da rótula plástica se dá na ligação, esta deve apresentar capacidade rotacional suficiente para tal. No caso da Figura 9, a ligação do tipo C não se enquadraria neste perfil, uma vez que sua capacidade rotacional é baixa. (BERGAMASCO, 2012)

Figura 9 - Classificação das ligações na fase plástica



Fonte: MAGGI *apud* BERGAMASCO, 2012, p.32.

Na fase elástica (Figura 10), as ligações são classificadas como:

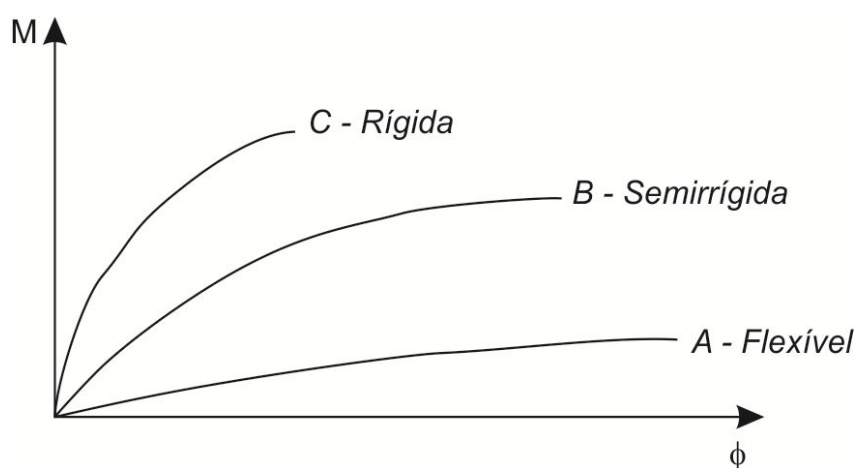
a) ligações rígidas: ligações capazes de transmitir momento fletor entre os elementos conectados, além de esforços normais e de cisalhamento (cortante). O dimensionamento deste tipo de ligação deve considerar que elas apresentem grande rigidez (e consequentemente, pequena capacidade rotacional). Assim, qualquer influência na distribuição de momentos e de deslocamentos é insignificante. (BERGAMASCO, 2012).

b) ligações flexíveis: ligações sem capacidade significativa de transmitir momento fletor entre os elementos conectados, somente transmitindo

esforços normais e de cisalhamento (cortante). O dimensionamento deste tipo de ligação deve considerar que elas apresentem elevada capacidade rotacional. (BERGAMASCO, 2012).

c) ligações semirrígidas: ligações que apresentam comportamento intermediário aos outros dois tipos de ligações (rígidas e flexíveis). Apresentam considerável capacidade de transmissão de momento fletor entre os elementos conectados, bem como capacidade rotacional. Verifica-se este tipo de ligação através das curvas momento-rotação. (BERGAMASCO, 2012).

Figura 10 - Classificação das ligações na fase elástica



Fonte: Adaptada de RIBEIRO *apud* BERGAMASCO, 2012.

2.7.2 Classificação de BJORHOVDE *et al.* (1990)

Bjorhovde *et al.* (1990) propuseram um sistema adimensional de classificação baseado em diagramas $M-\theta_r$ bilineares, estabelecendo critérios segundo a rigidez, a resistência e a capacidade de rotação da ligação. O sistema de classificação proposto foi baseado em resultados de modelos experimentais, no qual se compara a rigidez da ligação com a rigidez da viga, utilizando um comprimento de referência da viga igual a $5d$, onde d é a altura da seção transversal.

Segundo os autores, entre a década de 1980 e 1990, pesquisadores e engenheiros calculistas começaram a reconhecer a importância de considerar o comportamento das ligações semirrígidas nos seus projetos. Entretanto, este conceito havia se iniciado, apenas em especificações técnicas de projeto. Era um conceito ainda limitado, pois ainda não existia uma base de dados com um bom

sistema da classificação para categorizar os parâmetros de projeto compatíveis com o comportamento destas ligações semirrígidas.

Para desenvolver o sistema de classificação, Bjorhovde *et al.* (1990) observaram que a maior dificuldade seria o de elaborar critérios que iriam torná-lo adequado para os ELS (parâmetros de deformação e rigidez), bem como o projeto dos ELU (parâmetros de resistência e capacidade de rotação).

2.7.2.1 Critérios de Desempenho das Ligações

A rotação é uma medida essencial da deformabilidade na avaliação dos vários tipos de ligações. Na análise de vigas, é a curvatura que desempenha o papel semelhante. Portanto, os autores decidiram usar comprimentos específicos de viga no desenvolvimento dos critérios de classificação.

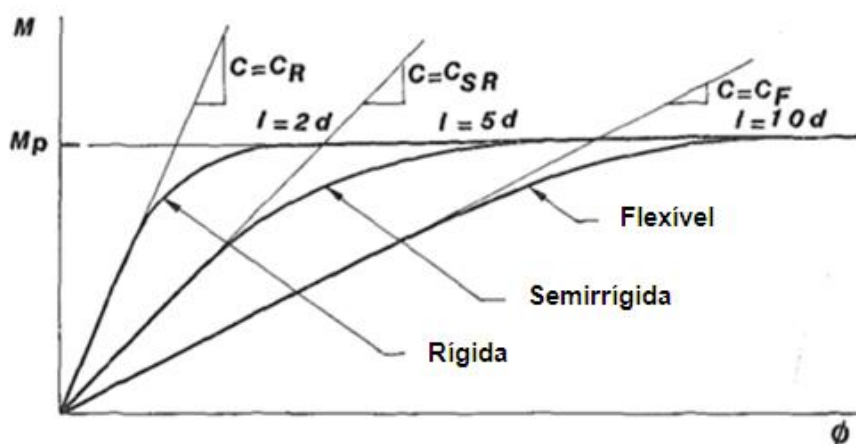
2.7.2.1.1 Comprimento de Referência

O sistema desenvolvido compara a rigidez da ligação com a rigidez da viga, utilizando um parâmetro denominado comprimento de referência, que é escolhido de forma que a rigidez da viga seja igual à rigidez da ligação (inclinação inicial da curva momento-rotação).

A rigidez inicial, $C = EI / L$, define uma linha reta que é tangente à curva $M - \phi$ na sua origem. A linha reta cruza a linha horizontal, definida pelo nível do momento plástico da viga M_p , para uma rotação igual ao ϕ_p . O comprimento da viga é escolhido de tal modo que a rigidez inicial da viga “C” corresponde à inclinação inicial na curva momento-rotação da ligação “Cc”.

Uma vez que a rigidez da ligação pode variar significativamente entre os diversos tipos de ligação, é necessário usar diferentes comprimentos de referência para os diferentes comportamentos de ligação, conforme mostra a Figura 11. Para simplificar e adotar um padrão, os autores consideraram-se um único comprimento de referência para representar uma gama de ligações estruturais e, conseqüentemente, um sistema de classificação prático. Todas as respostas da ligação são comparadas com a única curva da viga. A rotação ϕ é obtida pela relação entre a rotação da ligação e a rotação da viga ϕ_p da viga com o comprimento de referência.

Figura 11 - Curvas $M-\phi$ para diferentes comprimentos de viga.



Fonte: Adaptada de BJORHOVDE *et al.*, 1990.

2.7.2.1.2 Resistência e ductilidade

Com o objetivo criar um sistema que utiliza três categorias de ligação, ou seja, flexível, semirrígida e rígida, os correspondentes estados-limites últimos precisam ter valores representativos das capacidades momentos resistentes da ligação.

Dois níveis de resistência são definidos, visando estabelecer os limites entre as ligações rotuladas, semirrígidas e rígidas. Por exemplo, sabe-se que os momentos resistentes das ligações com cantoneiras duplas (consideradas como rotuladas) estão, geralmente, compreendidos entre 5 e 15% do momento plástico da viga. Para a determinação da rotação última, o valor de rigidez depende, por exemplo, da norma de cálculo ou especificação técnica adotada.

2.7.2.1.3 Os parâmetros

a) A escolha do comprimento de referência

Os resultados experimentais de 55 ensaios de ligações analisados por Bjorhovde *et al.* (1990), para as ligações viga-pilar, possibilitaram a escolha de um determinado valor de comprimento de referência igual a cinco vezes a altura da seção transversal da viga ($Le=5d$). Este comprimento coloca a ligação no meio da faixa de semirrígida. Esse valor do comprimento de referência, igual a 5 vezes a altura da seção transversal da viga correspondente, se deve às respostas apresentadas pelos diversos tipos de ligações, quanto à rigidez, se concentrarem em uma região próxima ao comprimento de referência adotado.

O valor de $L_e = 2d$ no Quadro 1, estabelecido pelos autores considera os efeitos de cisalhamento na zona do painel e o valor de $L_e = d$, quando estes efeitos são desconsiderados. Os dados apresentados no Quadro 1 também confirmam que quanto mais rígida é a ligação, menor é o comprimento de referência da viga.

A partir dos valores estabelecidos no, são definidos o comprimento de referência igual a $2d$ para a divisão entre as ligações rígidas e semirrígidas e o comprimento de referência igual a $10d$ para a divisão entre as ligações semirrígidas e flexíveis.

Quadro 1 - Comprimentos de referência e momentos resistente para as ligações

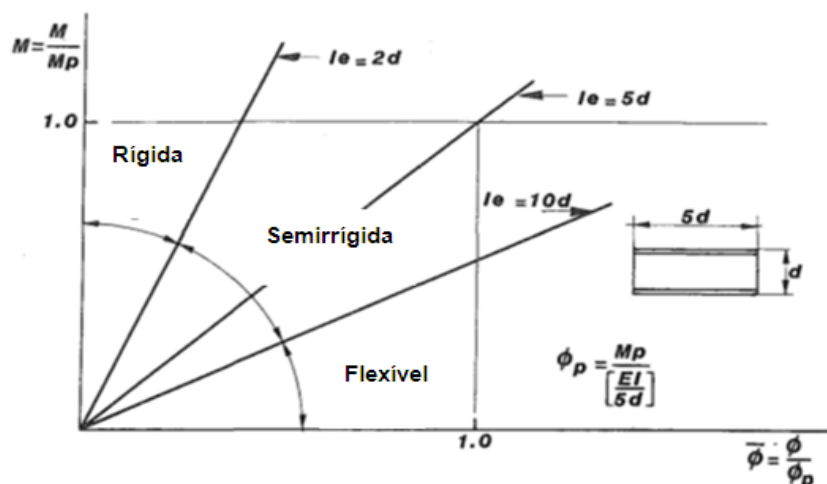
Descrição	Rígida	Semirrígida	Flexível
Comprimento de referência (L_e)	$1d < L_e < 2d$	$2d < L_e < 5d$	$\approx 10d$
Momento último resistente (M_u)	$\approx 0,9M_p$	$\approx 0,6M_p$	$\approx 0,2M_p$

Fonte: Adaptada de BJORHOVDE *et al.*, 1990.

b) A escolha dos níveis de resistência máxima

Os dados do Quadro 1 também mostram os máximos valores do momento resistente para as ligações viga-pilar. Os autores estabeleceram um valor igual a $0,7 M_p$ para a divisão entre as ligações rígidas e semirrígidas e um valor igual a $0,2 M_p$ para a divisão entre as ligações semirrígidas e flexíveis. Esses limites também são apresentados na Figura 12. Para momentos resistentes da ligação maiores que o momento de plastificação M_p da viga, as falhas devem ocorrer longe das regiões de ligação. Este limite é mostrado pela linha horizontal no diagrama da Figura 12.

Figura 12 - Classificação para a rigidez inicial de acordo com o comprimento de referência



Fonte: Adaptada de BJORHOVDE *et al.*, 1990.

O método classifica as ligações com base na resistência e na rigidez em três categorias:

- Rígidas,
- Semirrígidas,
- Flexíveis

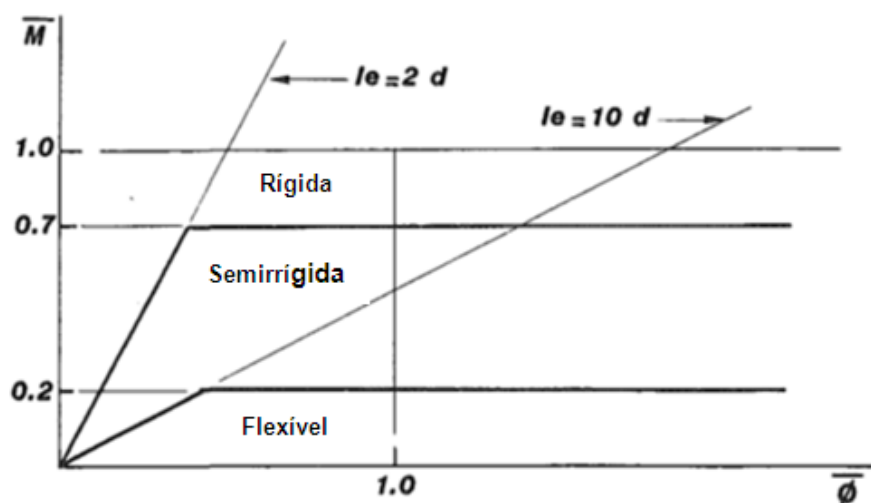
A Figura 13 mostra as regiões delimitadas para cada uma dessas classificações, onde os parâmetros adimensionais $\bar{m}$ e $\bar{\theta}$ utilizados são definidos, respectivamente, por:

$$\bar{m} = \frac{M}{M_p} \quad (7)$$

$$\bar{\theta} = \frac{\theta_r}{\theta_p} \quad (8)$$

Sendo, M_p o momento de plastificação total da seção transversal da viga, θ a rotação relativa da ligação para momento fletor M , e $\theta_p = 5M_p d / EI_b$ a rotação de referência da viga, onde $5d$ é o comprimento de referência, I_b o momento de inércia da seção transversal da viga e E o módulo de elasticidade do aço.

Figura 13 - Classificação adimensional para a rigidez inicial e resistência última das ligações



Fonte: Adaptada de BJORHOVDE *et al.*, 1990.

Segundo Bjorhovde *et al.* (1990), uma ligação é classificada como rígida, se em termos de resistência $\bar{m} \geq 0,7$ e em termos de rigidez $\bar{m} \geq 2,5\bar{\theta}$. Uma ligação é

considerada semirrígida, se em termos de resistência os limites forem dados por $0,2 < \bar{m} < 0,7$ e em termos de rigidez $0,5\bar{\theta} < \bar{m} < 2,5\bar{\theta}$. Quando os limites de resistência e de rigidez forem, respectivamente, $\bar{m} \leq 0,2$ e $\bar{m} \leq 0,5\bar{\theta}$, a ligação é considerada flexível.

c) Capacidade rotacional das ligações

A escolha de uma ligação pela capacidade rotacional para uso com o sistema de classificação é baseada no valor de ϕ_R .

A capacidade de rotação adimensional ϕ_R depende da relação entre o momento resistente último da ligação M_u e o momento de plastificação total M_p da viga, sendo inversamente proporcional à rigidez inicial da ligação C_c . Em outras palavras, a capacidade rotacional aumenta à medida que se reduz a rigidez inicial da ligação.

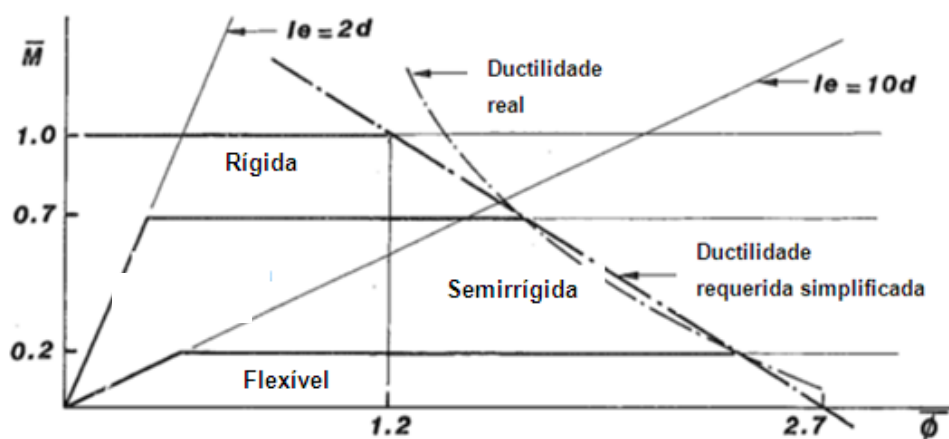
A Figura 14 apresenta os limites das regiões que classificam as ligações, onde as regiões de rigidez de ligação e os seus limites são mostrados, para além do limite da região de ductilidade. A capacidade rotacional real da ligação foi baseada em dados de ensaio e definida por uma curva conforme mostrado na Figura 14. Como simplificação, foi adotada uma linha reta que é a secante à curva real, com inclinação definida pelos pontos de interseção com a curva de momento resistente, para os valores iguais a $0,7 M_p$ e $0,2 M_p$. A expressão para cálculo da capacidade de rotação da ligação é dada por:

$$\bar{m} = \frac{5,4 - 2\bar{\theta}}{3} \quad (9)$$

O sistema de classificação proposto pode ser estendido para incluir inúmeros outros tipos de ligações estruturais. Isto porque o sistema incorpora os parâmetros essenciais de rigidez, resistência, e capacidade rotacional, independente da existência de resultados experimentais.

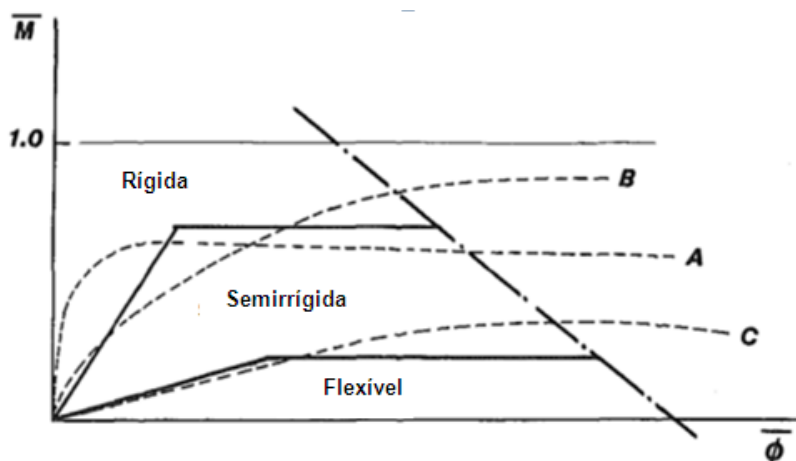
Neste sistema é possível classificar uma mesma ligação em categorias diferentes, assim como também acontece com o EN 1993 quanto à rigidez e à resistência, para os Estados Limites Últimos e de Serviço. Dessa forma, uma ligação pode ser classificada em duas categorias diferentes, quanto à rigidez e resistência, conforme mostra a Figura 15.

Figura 14 - Sistema de classificação das ligações



Fonte: Adaptada de BJORHOVDE *et al.*, 1990.

Figura 15 - Ligações com diferentes classificações



Fonte: Adaptada BJORHOVDE *et al.*, 1990.

Não é incomum ter uma ligação com uma curva $M-\phi$ que pode ser classificada em dois grupos diferentes. Na Figura 15, três exemplos são apresentados pelas curvas A, B, e C. Essas ligações que são classificadas como:

- ligação A: rígida para o Estado Limite de Serviço e semirrígida para o Estado Limite Último;
- ligação B: semirrígida para o Estado Limite de Serviço e rígida para o Estado Limite Último;
- ligação C: flexível para o Estado Limite de Serviço e semirrígida para o Estado Limite Último.

Obviamente, não é possível estabelecer uma regra de classificação geral para tais ligações com respostas mistas. A escolha final da classificação para esses casos deve ser feita pelo engenheiro calculista, responsável pela análise e dimensionamento da estrutura em relação aos Estados Limites Último e de Serviço. Para fins de estabilidade, o projetista deve reconhecer a importância da rigidez inicial; para a resistência e ductilidade, os níveis do momento resistente e capacidade de rotação são mais relevantes.

2.7.3 Classificação de NETHERCOT *et al.* (1998)

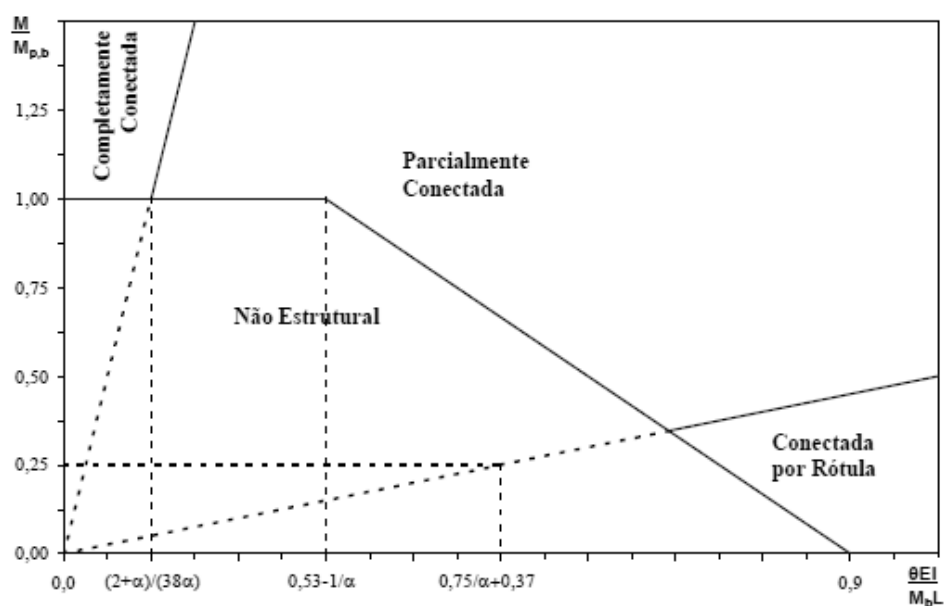
Nethercot *et al.* (1998) propuseram um novo sistema de classificação para ligações viga-pilar, o qual agrupa as características de rigidez e resistência e os analisa simultaneamente para os Estados Limites Último e de Serviço. No sistema de classificação proposto, cada ligação é classificada em uma única categoria, facilitando as considerações de projeto para os engenheiros.

Segundo Bergamasco (2012), o sistema de classificação de Nethercot *et al.* (1998) foi criado com o objetivo acabar com a ambiguidade na classificação das ligações, como ocorria no sistema de classificação do EN 1993-1-8 2005, onde por exemplo uma ligação poderia ser classificada como rígida e de resistência parcial ao mesmo tempo. Portanto, este sistema de classificação é uma tentativa de evitar ambigüidade na classificação das ligações, garantindo que uma mesma ligação não possa se enquadrar em duas categorias diferentes.

O sistema de classificação foi dividido em quatro categorias, sendo estas:

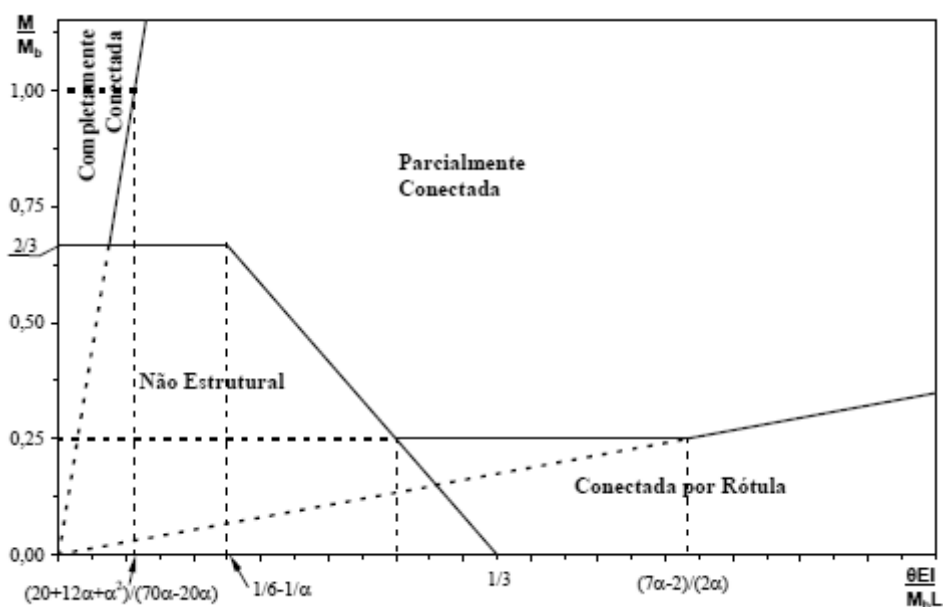
- d) totalmente conectadas: ligações com elevado momento resistente e elevada rigidez. Categoria criada para considerar a ligação como perfeitamente rígida;
- e) parcialmente conectadas: ligações com moderado momento resistente e moderada rigidez;
- f) ligações flexíveis: ligações com baixo momento resistente ou baixa rigidez. Categoria criada para considerar a ligação como rótula ideal;
- g) ligações não-estruturais: as demais ligações, as quais não se enquadram em nenhuma das categorias acima.

Figura 16 - Sistema de classificação unificado das ligações proposto para Estado de Limite Último



Fonte: ALMEIDA, 2004, p.26.

Figura 17 - Sistema de classificação unificado das ligações proposto para Estado de Limite de Serviço



Fonte: ALMEIDA, 2004, p.27.

No caso da classificação no Estado Limite Último, foi admitida uma diferença de 5% entre os valores do momento fletor para a ligação totalmente conectada e a ligação perfeitamente rígida.

No caso da classificação no Estado Limite de Serviço, foi admitida uma diferença de 10% entre os valores do deslocamento (flecha) para a ligação totalmente conectada e a ligação perfeitamente rígida. Uma diferença de 10% também foi admitida entre os valores da flecha para a ligação flexível e para a rótula ideal.

As principais variáveis para a classificação da ligação no Estado Limite Último foram: capacidade de transmissão do momento fletor entre os elementos conectados, rigidez mínima e máxima e a capacidade rotacional da ligação. No Estado Limite de Serviço, a única variável adotada para a classificação foi a rigidez.

2.7.3.1 Ligações totalmente conectadas

2.7.3.1.1 Para o Estado Limite Último

O dimensionamento destas estruturas de acordo com Nethercot *et al.*(1998) pode ser feito seguindo a análise tradicional, ou seja, como ligações rígidas. Assim, considera-se que a capacidade da ligação em resistir aos momentos fletores deve ser no mínimo, igual à capacidade da viga. Para a definição da capacidade da ligação quanto aos critérios de rigidez, é necessário conhecer a rigidez da ligação e também a rigidez dos elementos conectados, cuja obtenção não é de forma direta.

Para que o momento absorvido e transmitido pela ligação seja de 95% do valor do momento resistente dos elementos conectados (valor este considerado na análise tradicional), obtém-se que a mínima rigidez requerida para as ligações consideradas totalmente conectadas é dada por:

$$S_j = \frac{38\alpha}{(2 + \alpha)} \frac{EI_b}{L_b} \quad (10)$$

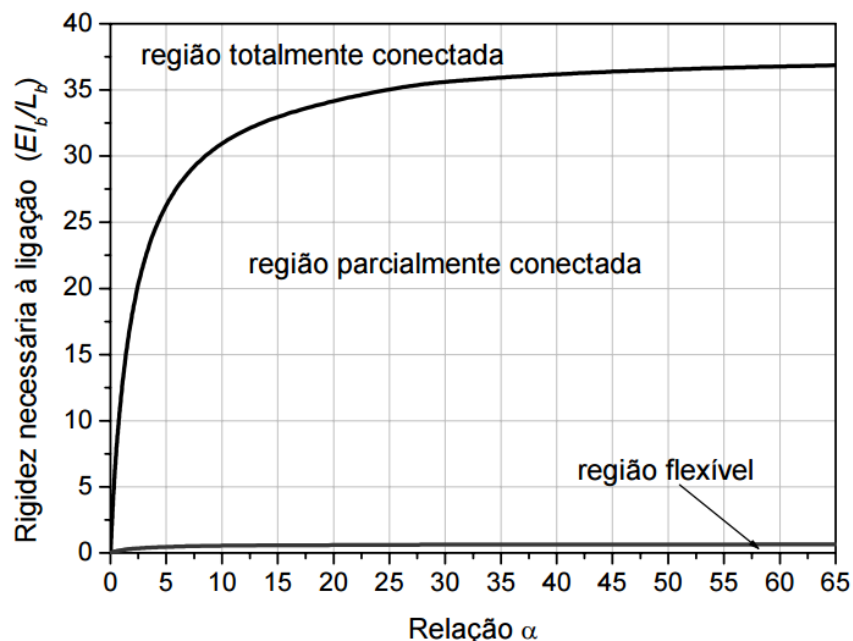
$$\alpha = \frac{K_c}{EI_b/L_b} \quad (11)$$

Onde:

α é a taxa de rigidez rotacional entre os elementos conectados (pilar e viga);

K_c é soma da rigidez rotacional de todos os elementos conectados pela ligação, exceto a viga considerada.

Figura 18 - Relação entre a rigidez necessária da ligação e a rigidez relativa entre os elementos conectados, para o Estado Limite Último



Fonte: TRISTÃO *apud* BERGAMASCO, 2012, p.57.

A Figura 18 mostra como ocorre esta relação entre a rigidez necessária da ligação e a rigidez relativa entre os elementos conectados, para o Estado Limite Último.

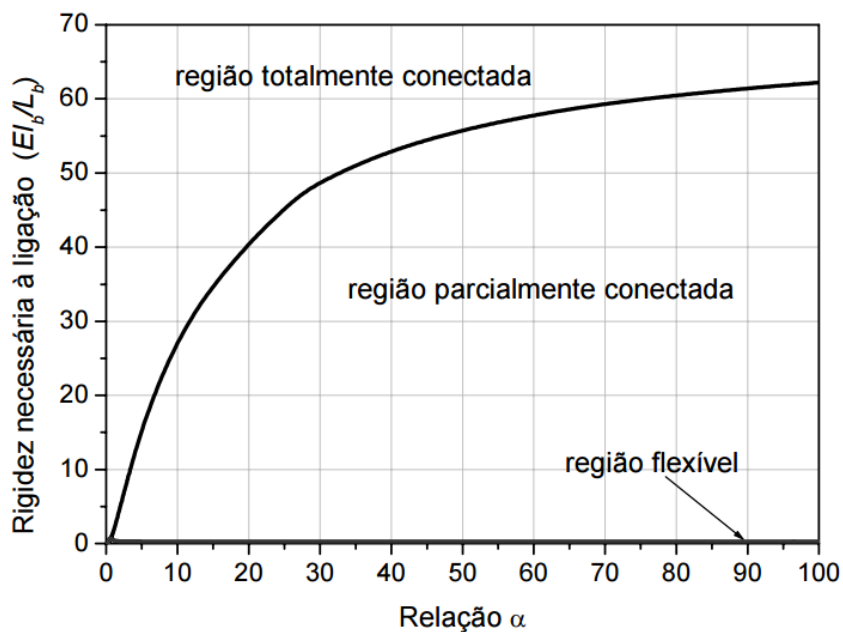
2.7.3.1.2 Para o Estado Limite de Serviço

Neste caso, uma ligação é considerada totalmente conectada quando sua rigidez é maior que a rigidez apresentada pela eq. (12). As deformações das vigas com ligações totalmente conectadas devem ser similares àsquelas obtidas com ligações perfeitamente rígidas.

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

Na Figura 19, para o Estado Limite de Serviço, pode-se perceber que no caso de pilar interno ($\alpha \rightarrow \infty$), o limite para a ligação totalmente conectada é $70 EI_b/L_b$.

Figura 19 - Relação entre a rigidez necessária da ligação e a rigidez relativa entre os elementos conectados, para o Estado Limite de Serviço



Fonte: TRISTÃO *apud* BERGAMASCO, 2012, p.58.

2.7.3.2 Ligações flexíveis

2.7.3.2.1 Para o Estado Limite Último

Uma ligação é considerada flexível quando a rigidez é inferior à dada pela eq. (13) ou o momento resistente é inferior a 25% do momento resistente da viga conectada.

$$S_j = \frac{0,67\alpha}{(2 + \alpha)} \frac{EI_b}{L_b} \quad (13)$$

As ligações flexíveis devem possuir uma capacidade rotacional mínima obtida pela eq. (14):

$$\theta_r = \left[0,344 + 0,561 \left(\frac{M_d - M_y}{M_p - M_y} \right)^2 \right] \frac{M_d L_b}{EI_b} \quad (14)$$

Onde:

M_d é momento de cálculo solicitante;

M_y é momento de início de escoamento.

M_p é o momento resistente de cálculo da viga.

2.7.3.2.2 Para o Estado Limite de Serviço

Uma ligação é considerada flexível quando sua rigidez é menor que a rigidez apresentada na eq. (15).

$$S_j = \frac{2\alpha}{(7\alpha - 2)} \frac{EI_b}{L_b} \quad (15)$$

Conforme mostra o gráfico da Figura 19, observa-se que é muito difícil uma ligação encontrar o critério da rótula perfeita, sugerindo que a maioria das ligações sejam ser tratadas como parcialmente conectadas.

A capacidade rotacional é dada por:

$$\theta_r = \frac{M_d L_b}{3EI_b} \quad (16)$$

2.7.3.3 Ligações parcialmente conectadas

2.7.3.3.1 Para o Estado Limite Ultimo

Segundo Bergamasco (2012) qualquer ligação que apresente comportamento intermediário quanto aos parâmetros definidos para as ligações totalmente conectadas e para as ligações flexíveis, e que garanta uma capacidade rotacional adequada, é classificada como ligação parcialmente conectada. Neste caso a capacidade rotacional é dada por:

$$\theta_r = \left[0,34 - 0,212 \frac{M_c}{M_d} + 0,561 \left(\frac{M_d - M_y}{M_p - M_y} \right)^2 \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{M_c}{M_d}}} \right] \frac{M_d L_b}{EI_b} \quad (17)$$

Onde:

M_c é momento de cálculo da ligação;

M_d é momento de cálculo solicitante;

M_y é momento de início de escoamento.

2.7.3.3.2 Para o Estado Limite de Serviço

Segundo Nethercot *et. al* (1998), ligações cujas características se enquadram entre os limites estabelecidos pelas eq. (12) e (15) são classificadas como parcialmente conectadas. Assim a capacidade rotacional é dada por:

$$\theta_r = \frac{2 - R'}{6} \frac{M_d L_b}{EI_b} \quad (18)$$

Onde:

R' é a relação entre o momento da ligação e o momento da viga no Estado Limite de Serviço.

2.7.3.4 Ligações não estruturais

Quando uma ligação é considerada não estrutural, Nethercot *et al.* (1998) afirma que provavelmente são ligações que foram mal dimensionadas, e que, por isso, necessitam ser verificadas e dimensionadas novamente, para que se enquadrem em uma das outras categorias de ligações estruturais.

2.7.4 Classificação segundo o EUROCODE 3 (2005)

A EN 1993-1-8 (2005) estabelece que as ligações devam ser classificadas e enquadradas baseadas nos critérios de rigidez e resistência, como:

- simples: não ocorre transmissão de momento fletor pela ligação entre os elementos conectados, e pode ser considerada como uma rótula na análise estrutural;
- contínua: a ligação é totalmente engastada;
- semi-contínua: é necessário considerar o comportamento da ligação na determinação dos esforços internos da estrutura (análise global).

Quadro 2 - Tipos de Ligação de acordo com o EN 1993-1-8 (2005)

Análise global	Classificação da ligação		
Elástica	Flexível	Rígida	Semirrígida
Elastoplástica	Flexível	Rígida e resistência total	Semirrígida e resistência parcial
			Semirrígida e resistência total
			Rígida e resistência total
Rígido-plástica	Flexível	Resistência total	Resistência parcial
Tipo de ligação	<i>Simples</i> *	<i>Contínua</i> *	<i>Semi-contínua</i> *

Fonte: Adaptada de BERGAMASCO (2012)

Observando a rigidez rotacional, o sistema de classificação utiliza o comprimento real da viga para definir os limites de rigidez, e depende do tipo de estrutura (contraventada ou não), uma vez que os efeitos da semirrigidez das ligações diferem entre os diversos tipos de estruturas. (TRISTÃO *apud* BERGAMASCO, 2012).

Os parâmetros adimensionais são utilizados, assim como em Bjorhovde *et al.* (1990). As regiões delimitadas para cada uma dessas classificações utilizam os parâmetros adimensionais $\bar{m}$ e $\bar{\theta}$, definidos, respectivamente, por:

$$\bar{m} = \frac{M}{M_p} \quad (19)$$

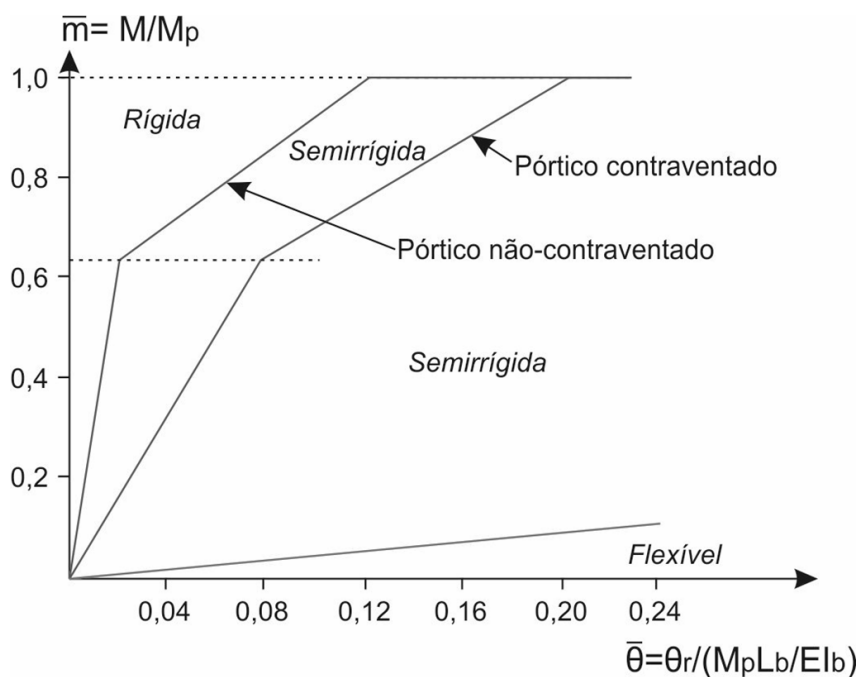
$$\bar{\theta} = \frac{\theta_r}{\theta_p} \quad (20)$$

Sendo neste caso:

$$\theta_p = \frac{M_p L_b}{EI_b} \quad (21)$$

O EN 1993-1-8 (2005) estabelece curvas que delimitam intervalos para a consideração da rigidez das ligações, e para delimitar a fronteira entre as ligações rígida e semirrígida, diferenciando-se para o caso das estruturas não contraventadas e contraventadas conforme a Figura 20.

Figura 20 - Classificação segundo o EN 1993-1-8 (2005)



Fonte: Adaptada de MAGGI, 2000.

2.7.4.1 Limite rígido:

Não contraventadas:

a) para $\bar{m} \leq 2/3$:

$$\bar{m} = 25\bar{\theta} \quad (22)$$

b) para $2/3 < \bar{m} \leq 1$:

$$\bar{m} = \frac{25\bar{\theta} + 4}{7} \quad (23)$$

Contraventadas:

a) Para $\bar{m} \leq 2/3$:

$$\bar{m} = 8\bar{\theta} \quad (24)$$

b) Para $2/3 < \bar{m} \leq 1$:

$$\bar{m} = \frac{20\bar{\theta} + 3}{7} \quad (25)$$

2.7.4.2 Limite de flexível:

De acordo com a rigidez:

$$S_j = \frac{EI_b}{2L_b} \quad (26)$$

Onde:

S_j : é a rigidez rotacional secante da ligação.

De acordo com a resistência:

$$M \leq \frac{M_p}{4} \quad (27)$$

2.7.5 Classificação segundo o ANSI/AISC (2010)

No manual de construção em aço AISC (2005), as estruturas são classificadas da mesma maneira que o AISC-LRFD (1986) e AISC-LRFD (1999), mas estabelece limites para a classificação da ligação com base na sua rigidez e capacidade rotacional.

A revisão de 2005 aborda o momento fletor solicitante em Estado Limite de Serviço (Figura 21). Os limites para a classificação são definidos por:

a) para ligações FR (totalmente restringidas):

$$S_{j,s} = \frac{EI_b}{L_b} \geq 20 \quad (28)$$

b) para ligações PR (parcialmente restringidas):

$$S_{j,s} = \frac{EI_b}{L_b} \leq 2 \quad (29)$$

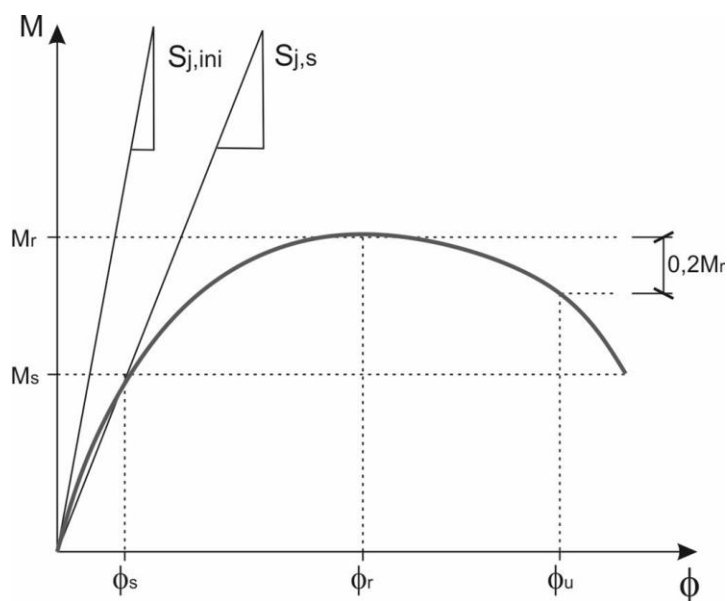
Onde:

$S_{j,s}$: é a rigidez tangente da ligação, referente ao momento M_s e definida para a rotação ϕ_s de 2,5mrad;

EI_b : rigidez da viga;

L_b : comprimento da viga.

Figura 21 - Caracterização da ligação segundo a revisão do AISC/LFRD



Fonte: Adaptado de TRISTÃO *apud* BERGAMASCO, 2012.

Em 2010, a norma ANSI/AISC expande as classificações para *fully restrained* (totalmente restringidas) e *partial restrained* (parcialmente restringidas):

Ligações FR – totalmente restringidas (*fully restrained*): ocorre transferência de momento fletor com uma rotação insignificante entre os elementos conectados. Na análise estrutural não é permitida qualquer rotação relativa. Uma ligação do tipo FR deverá ter resistência e rotação suficientes para manter inalterado o ângulo entre os elementos conectados no estado-limite último. SILVA (2010)

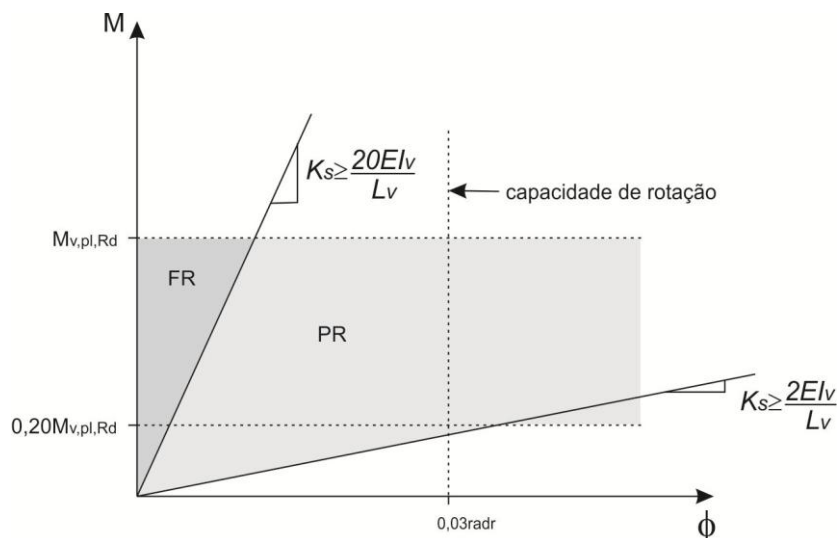
Ligações PR - parcialmente restringidas (*partial restrained*): ocorre transferência de momento fletor com rotação significativa entre os elementos conectados. Na análise estrutural, o comportamento da ligação deverá ser incluído. A resposta característica da ligação poderá ser obtida através da literatura técnica existente ou através de modelos analíticos ou experimentais. Os componentes de uma ligação do tipo PR deverão apresentar resistência, rigidez e capacidade de rotação suficientes no estado-limite último. As ligações do tipo PR englobam as ligações flexíveis e as ligações semirrígidas. SILVA (2010)

Como muitas das ligações classificadas como PR não apresentam curvas $M-\phi$ com patamar de escoamento bem definido, mesmo para o caso de grandes rotações, a resistência da ligação pode ser considerada para uma rotação de 20,0 mrad.

A capacidade rotacional da ligação (ϕ_u) deve ser definida para o caso de o momento resistente da ligação diminuir para 80% do seu valor (reduzir o valor em $0,2 M_r$) ou quando a rotação da ligação atingir 30,0 mrad. (TRISTÃO *apud* BERGAMASCO, 2012).

Segundo o ANSI/AISC (2010), uma capacidade de rotação de 0,03 rad é considerada adequada, na ausência de uma análise acurada. Esta rotação é igual à capacidade mínima de ligação viga-pilar, tal como especificado nas disposições que consideram efeitos sísmicos conforme a Figura 22.

Figura 22 - Classificação das ligações segundo o ANSI/AISC 360 (2010)

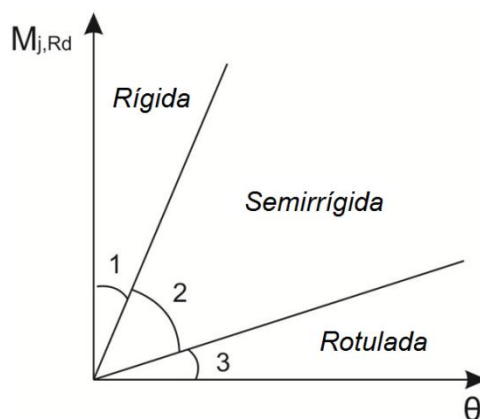


Fonte: Adaptado de OLIVEIRA, 2010.

2.7.6 Classificação segundo a ABNT NBR 8800 (2008)

A norma brasileira ABNT NBR 8800 (2008) classifica as ligações em relação à rigidez rotacional, mas não quanto à resistência. Em termo de rigidez, a ligação pode ser considerada rígida, semirrígida ou rotulada (Figura 23).

Figura 23 - Classificação das ligações quanto à rigidez segundo a norma ABNT NBR 8800 (2008)



Fonte: Adaptado de OLIVEIRA, 2015.

Seguindo algumas premissas definidas pelo EN 1993-1-8 (2005), a norma brasileira considera que, independente do tipo de estrutura (deslocável ou não), a ligação é considerada rígida quando a sua rigidez satisfaz a eq.(30):

$$K_i \geq \frac{25EI_v}{L_v} \quad (30)$$

Rotulada quando satisfaz a eq.(31):

$$K_i \leq \frac{0,5EI_v}{L_v} \quad (31)$$

Quando a ligação não atende aos critérios de ligação rígida ou rotulada, ela é classificada como semirrígida.

2.8 CARACTERÍSTICAS E PROCEDIMENTOS DE ANÁLISE DAS LIGAÇÕES

2.8.1 A Análise Avançada

As estruturas reticuladas quando sujeitas a um determinado conjunto de esforços apresentam um comportamento não linear desde o início do carregamento. Esse comportamento não linear resulta da consideração do equilíbrio da estrutura na posição deslocada (análise em teoria de 2ª ordem; não linearidade geométrica) e/ou pelo fato dos materiais possuírem leis constitutivas não lineares (não linearidade do material).

A análise avançada difere dos métodos simplificados de cálculo por ser um método capaz de avaliar, simultaneamente, a resistência e a estabilidade de um sistema estrutural, de tal forma que a verificação separada de cada elemento possa ser dispensada no cálculo das estruturas de aço. Dessa maneira, a análise avançada engloba os efeitos não lineares, geométricos e do material, nas análises dos sistemas estruturais e de seus elementos componentes.

Para que um método de análise seja classificado como avançado, a literatura técnica tem considerado que, pelo menos, a distribuição da plasticidade, as tensões residuais, o estudo em teoria de segunda ordem (efeitos P-Δ e P-δ), a flexibilidade das ligações e as imperfeições geométricas iniciais devem ser levadas em conta na análise.

Após o desenvolvimento do sistema de classificação de ligações proposto neste trabalho, pretende-se aplicar o comportamento de diversos tipos de ligações viga-pilar em simulações numéricas de pórticos semirrígidos utilizando o programa PPLANLEP, desenvolvido em Lavall (1996) e Silva (2010), escrito na linguagem FORTRAN 90, de forma a confirmar a validade do novo sistema de classificação pela análise elastoplástica avançada de pórticos de aço considerando o comportamento das ligações. Dessa forma, as curvas momento-rotação relativa das

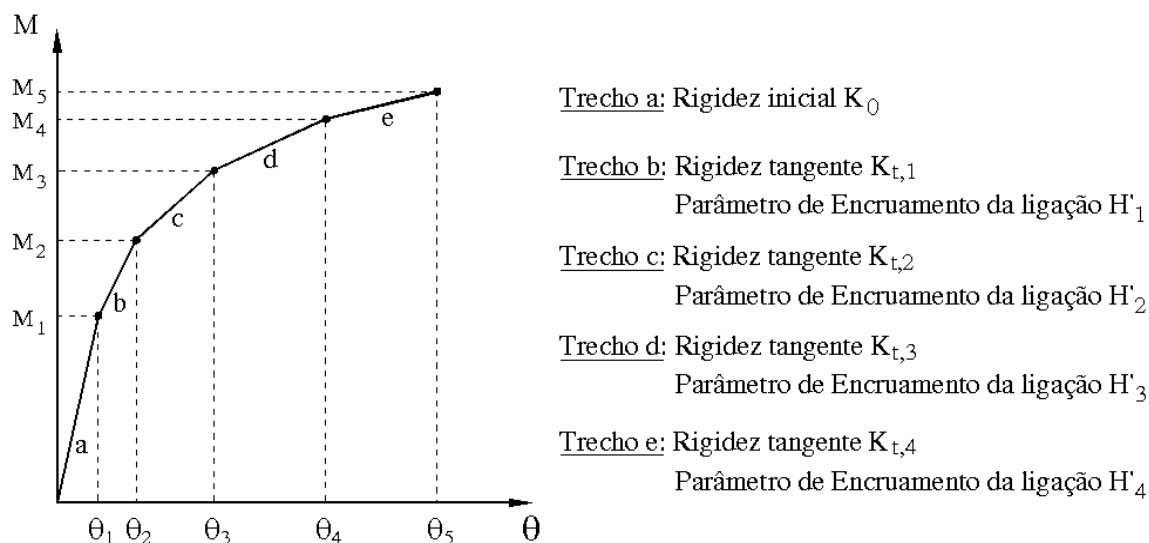
ligações classificadas pelo sistema de classificação proposto, serão incorporadas no programa, que considera a distribuição da plasticidade, as tensões residuais, o estudo em teoria de segunda ordem (efeitos $P-\Delta$ e $P-\delta$) e a flexibilidade das ligações.

Para a solução numérica das equações não lineares o programa utiliza o método de Newton-Raphson puro. No processo incremental-iterativo, o equilíbrio é verificado em cada iteração segundo um critério de convergência baseado nos deslocamentos.

Para a determinação dos coeficientes da matriz de rigidez, o programa considera-se a técnica das fatias, onde a seção transversal da barra é dividida em um grande número de fatias retangulares, buscando captar as variações de tensões e a propagação do escoamento ao longo da altura da seção transversal, além de permitir a implementação de qualquer modelo de distribuição de tensões residuais. Ao se considerar a não linearidade do material, permite-se que as fibras constituintes da seção transversal plastifiquem devido às tensões provenientes do carregamento aplicado serem superiores à tensão de escoamento do material. O modelo adotado, válido para pequenas deformações, considera a plasticidade distribuída ao longo das barras da estrutura ao dividi-las em elementos finitos.

Na implementação da formulação por fatias, considera-se que o valor do estado de tensão no centro da fatia é considerado com o valor de toda ela. Admite-se então que se esta tensão alcançar a tensão local de escoamento, toda a fatia se torna plástica, enquanto que aquelas com tensão inferior à tensão de escoamento local permanecem elásticas.

Para uma aproximação do comportamento real, a ligação viga-pilar será considerada por meio de uma mola rotacional, representada pela sua curva característica momento-rotação relativa ($M-\theta_r$). O elemento de mola possui os mesmos graus de liberdade por extremidade (nó) que os elementos de barra, sendo duas translações e uma rotação. As rigidezes são dadas em função dos deslocamentos relativos, ou seja, o deslocamento de um dos nós do elemento em relação ao outro. Neste trabalho, as rigidezes K_u e K_v , referentes aos graus de liberdades translacionais, u e v , respectivamente, apresentam valores suficientemente grandes e constantes no processo incremental-iterativo e a rigidez rotacional K_θ é obtida por curvas multilinearizadas $M-\theta_r$ com até cinco trechos lineares para modelar o comportamento não linear de uma ligação semirrígida, conforme mostra a Figura 24.

Figura 24 - Diagrama multilinear M- θ r da ligação

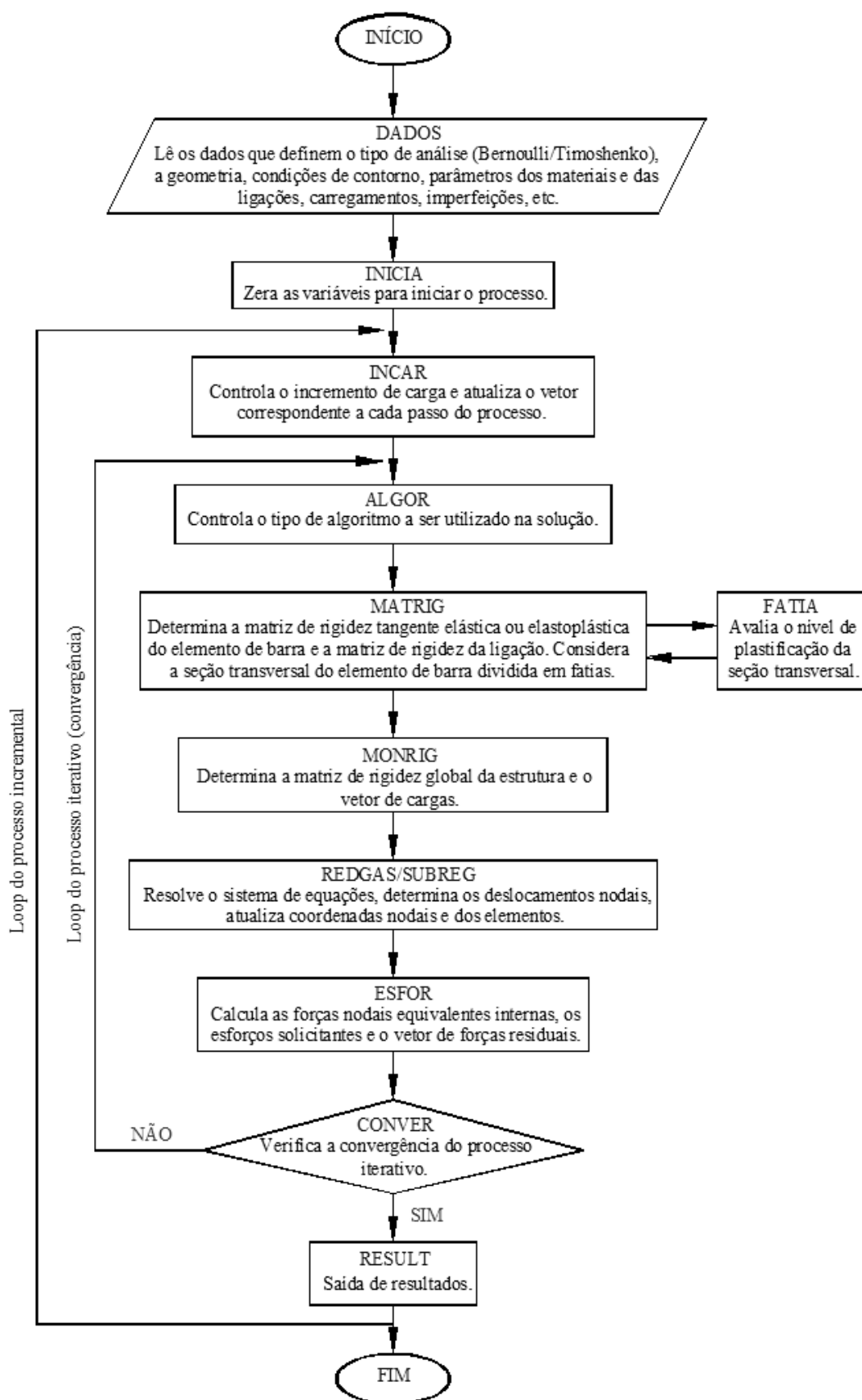
Fonte: SILVA, 2010, p. 136.

A descarga ou recarga podem ser consideradas em qualquer trecho da curva. Os cinco valores distintos de rigidez para a curva linearizada são visualmente ajustadas aos dados disponíveis para várias configurações de ligação. Os valores dos pares momento fletor e rotação relativa são inseridos diretamente como dados de entrada no programa e os valores de rigidez para cada trecho são calculados automaticamente para uma determinada ligação

2.9 O PROGRAMA

O programa adaptado de Lavall (1996) e Silva (2010), divide-se em duas partes: o programa principal, que estabelece a sequência das sub-rotinas e controla o número de iterações a serem executadas e as sub-rotinas que executam os procedimentos para que seja feita a análise não linear da estrutura em questão. A Figura 25 apresenta o fluxograma indicando a sequência dos procedimentos.

Figura 25 - Fluxograma geral para análise não linear incremental e iterativa



Fonte: SILVA, 2010.

Pode-se, portanto, descrever as rotinas mais detalhadamente:

- a) sub-rotina DADOS: Pela leitura de um arquivo de texto, gerado pelo pré-processador, os parâmetros característicos do problema são coletados e atribuídos às variáveis. Além de informações básicas, tais como coordenadas, vinculações e carregamentos nodais, fatores limitantes referentes às iterações e à convergência da solução, são também informados os tipos de análise (Bernoulli-Euler ou Timoshenko), o número e divisões das fatias, os valores das tensões residuais aplicadas, parâmetros das curvas multilíneas para o material (tensão e deformação) e para a ligação (momento fletor e rotação relativa).
- b) sub-rotina INICIA: Visando o correto preenchimento dos dados, são zerados vetores e matrizes.
- c) sub-rotina INCAR: Controla o processo incremental do carregamento e atualiza o vetor correspondente a cada passo do processo.
- d) sub-rotina ALGOR: Controla o tipo de algoritmo a ser empregado para a solução do problema. Como citado anteriormente, o algoritmo escolhido foi o Método de Newton-Raphson puro.
- e) sub-rotina MATRIG: Determina a matriz de rigidez tangente do elemento de barra e a matriz de rigidez da ligação atualizadas em cada iteração do processo, em regime elástico ou elastoplástico. Com o auxílio da sub-rotina FATIA são avaliados o nível de plastificação da seção transversal, por meio da contribuição de cada fatia no cálculo de propriedades geométricas e nos coeficientes de rigidez. Quando a tensão no centro de uma fatia atinge o valor de escoamento σ_y , considera-se que esta fatia da seção transversal plastificou-se;
- f) sub-rotina MONRIG: Executa a montagem da matriz de rigidez global do sistema e do vetor de cargas, por meio da superposição da matriz de rigidez de cada elemento de barra e de mola, de acordo como a incidência nodal adotada;
- g) sub-rotina REDGAS: Executa os procedimentos necessários ao desenvolvimento da fase de eliminação progressiva do Método de Redução de Gauss para solução do sistema de equações não lineares a cada iteração do processo;

- h) sub-rotina SUBREG: Executa a substituição regressiva do sistema de equações triangular superior originado pela sub-rotina REDGAS. São calculados os deslocamentos nodais e as reações de apoio, além de proceder a atualização das coordenadas nodais, dos comprimentos e dos cossenos diretores dos elementos.
- i) sub-rotina ESFOR: Determina o vetor das forças nodais equivalentes internas, levando-se em conta se o elemento está em carga ou descarga, de acordo com a lei constitutiva. Seguindo a formulação adotada, são calculados os deslocamentos, correspondentes aos graus de liberdade nos sistemas cartesiano e no corrotacional, definindo as rotações de corpo rígido e seus valores acumulativos. As deformações são calculadas, e, pela lei constitutiva, são calculados os esforços nodais equivalentes e os esforços residuais que serão reaplicados à estrutura até que a mesma esteja em equilíbrio (princípio do processo iterativo).
- j) sub-rotina CONVER: Verifica a convergência da solução do problema pelo do controle do erro entre os deslocamentos nodais da iteração corrente com a anterior.
- k) sub-rotina RESULT: Fornece a saída dos resultados da análise do problema apresentado, tais como os deslocamentos nodais e as reações de apoio segundo o sistema global de referência, os esforços solicitantes nas extremidades de cada elemento de barra e de cada elemento mola (coordenadas locais) e as deformações elásticas, plásticas e totais calculadas em cada fatia nas extremidades do elemento de barra, além do valor de tensões nas mesmas.

3 DESENVOLVIMENTO DO SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO PROPOSTO

Uma vez que a resposta da ligação é não linear, torna-se necessário estabelecer limites e intervalos capazes de diferenciar os tipos de ligações, baseando-se em parâmetros que representam suas características em termos de rigidez e resistência. Assim, é possível classificar uma ligação em categorias diferentes, para os Estados Limites Últimos e de Serviço, no sentido em que a região linear inicial reflete o intervalo de serviço e o platô horizontal a capacidade momento resistente.

Os sistemas de classificação das ligações visam proporcionar uma escolha adequada e realista das características das ligações consideradas no dimensionamento das estruturas. Contudo, segundo Hasan *et al.* (1998), mesmo em sistemas de classificação adimensionais plausíveis como o de Bjorhovde *et al.* (1990) e o EN 1993-1-8 (2005), já citados anteriormente, podem ser questionados por possuírem três grandes falhas:

- a) a rigidez da ligação é absolutamente expressa em termos da rigidez da viga;
- b) os limites entre as zonas no diagrama momento-rotação da ligação são demarcados por segmentos de reta (não curvas);
- c) a rigidez tangente da ligação tem uma distribuição escalonada ao longo da rotação relativa.

Como se sabe, nesses dois sistemas (que são os mais difundidos na literatura) a fundamentação básica utilizada para a R_{ki} (rigidez inicial) é que a mesma pode ser expressa como um múltiplo da rigidez da viga, quer seja pelo seu comprimento real, $R_{ki} = \lambda EI/L$, ou por um comprimento de referência, $R_{ki} = \lambda EI/5d$, sendo λ a relação entre a rigidez da ligação e da viga.

O fator de rigidez λ , de acordo com os sistemas de classificação, pode ser obtido a partir da inclinação do primeiro segmento de reta que demarca a fronteira entre as regiões rígida e semirrígida e entre semirrígida e rotulada. O EN 1993-1-8 (2005) estabelece que a relação de rigidez é constante, enquanto Bjorhovde *et al.* (1990) sugerem que a razão de rigidez é apenas uma função do comprimento em relação à altura da viga (L / d).

A fragilidade destes estudos está exatamente em tentar compreender a rigidez inicial somente em termos da rigidez da viga, dada em função do comprimento real ou de referência da viga, uma vez que a rigidez é quase inteiramente uma

característica dependente das propriedades físicas e geométricas dos elementos ligados.

O estudo de Hasan *et al. apud* Hasan *et al.*(1998) mostra que a rigidez inicial não pode ser expressa nem como um múltiplo da rigidez da viga, nem como uma função da proporção (L/d). O estudo mostra que o fator de rigidez λ varia consideravelmente:

- a) com uma variação a proporção de (I / L) da viga conectada;
- b) com o tipo de estrutura;
- c) com a localização da ligação em um pórtico.

Diante disso, pretende-se propor um sistema de classificação de ligações não linear, consistente, simples e mais preciso que os sistemas de classificação existentes, para uso no dimensionamento de estruturas de aço.

3.1 BANCO DE DADOS

Os principais trabalhos publicados sobre os sistemas de classificação de ligações foram analisados, com relação tanto à resistência quanto à rigidez à flexão da ligação, identificando os parâmetros e os fatores que influenciam essas classificações.

Com a intenção de desenvolver um sistema de classificação que se adeque às ligações utilizadas no Brasil, foi realizada uma busca das configurações das ligações, bem como seu comportamento momento x rotação relativa, com os principais parâmetros, de rigidez inicial e momento resistentes bem definidos, para uma variação de ligações metálicas utilizadas no Brasil. Dessa forma, foi coletado um total de 35 curvas momento x rotação, que foram obtidas por pesquisadores por meio de ensaios experimentais, simulações numéricas, por modelos mecânicos ou analíticos, criando um banco de dados relativo ao comportamento das ligações brasileiras. Por exemplo, observou-se que no Brasil não é muito comum utilizar a chapa de topo estendida dos dois lados, somente em um lado, diferentemente do que pode ser observado em outros trabalhos pelo mundo.

Dentre as várias ligações estudadas pelos autores pesquisados, foram coletadas aquelas que forneciam valores precisos da rigidez inicial (R_{ki}), do momento último (M_u), e da curva momento x rotação relativa ($Mx\theta$) das ligações, além dos dados das propriedades físicas e geométricas da viga e pilares conectados à ligação.

Inicialmente foram coletados vários tipos de ligação, sendo: chapa de topo estendida com e sem enrijecedores na alma do pilar, chapa de topo ajustada, cantoneiras de topo e assento e dupla cantoneira na alma, cantoneira de topo e assento, e cantoneira simples. Entretanto, para o desenvolvimento do sistema de classificação, as ligações com chapa de topo estendida e ligações com cantoneira simples na alma foram escolhidas para as análises, porque essas ligações são geralmente consideradas como rígidas e rotuladas, respectivamente. Uma ligação com cantoneiras de topo e assento e dupla cantoneira na alma também foi abordada. As configurações dessas ligações são mostradas com detalhes na seção 3.4. No Quadro 3 pode-se ver a relação entre as referências utilizadas, o tipo de ligação com a quantidade de ligações extraídas para o estudo entre parênteses, as seções transversais dos pilares e vigas utilizados nos modelos.

Quadro 3 - Pilares e vigas por autor

Autor	Tipo	Pilar	Viga
AVAKIAN (2007)	Chapa de topo estendida (1) Cantoneira de topo assento e cantoneira dupla na alma (1)	CVS 500x259	W 530x66
COELHO (2009)	Chapa de topo estendida (8)	HE 340M	IPE 300
BERGAMASCO (2012)	Chapa de topo estendida (20)	CVS 300x70	VS 250x37
HIGAKI (2014)	Chapa de topo estendida (1)	HP 300x93	W 460x68
OLIVEIRA (2015)	Chapa de topo estendida (3)	W 310x143	W 360x72
PINHEIRO E SILVEIRA <i>apud</i> SILVA (2010)	Cantoneira simples (1)	W 310x143	W 360x72

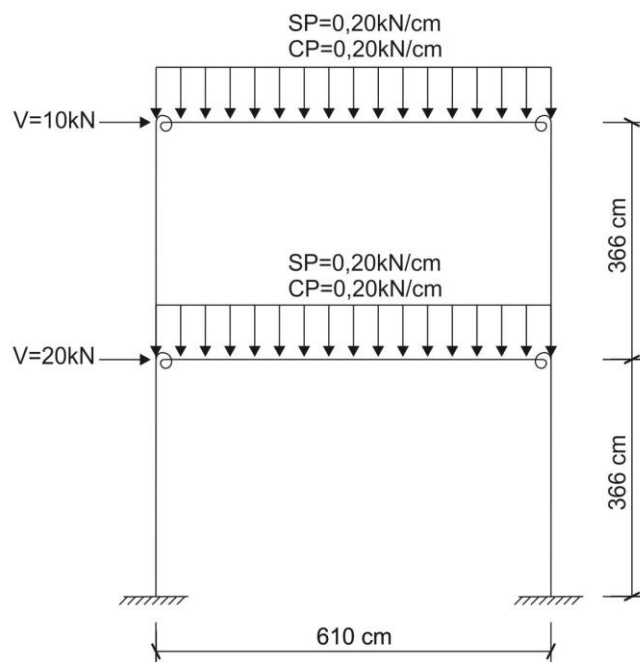
Fonte: Desenvolvido pela autora

3.2 O PÓRTICO

O pórtico escolhido para os ensaios foi adaptado de Silva (2010) e é formado por dois andares simples, não contraventados conforme a Figura 26. O carregamento vertical distribuído de cálculo é constituído nas duas vigas por 0,20kN/cm, tanto para a carga permanente quanto para sobrecarga, e por uma carga horizontal concentrada aplicada no topo do primeiro andar igual a 20kN e por uma carga horizontal concentrada aplicada no topo do segundo andar igual a 10kN. A carga uniformemente distribuída nas vigas foi modelada como um conjunto de cargas

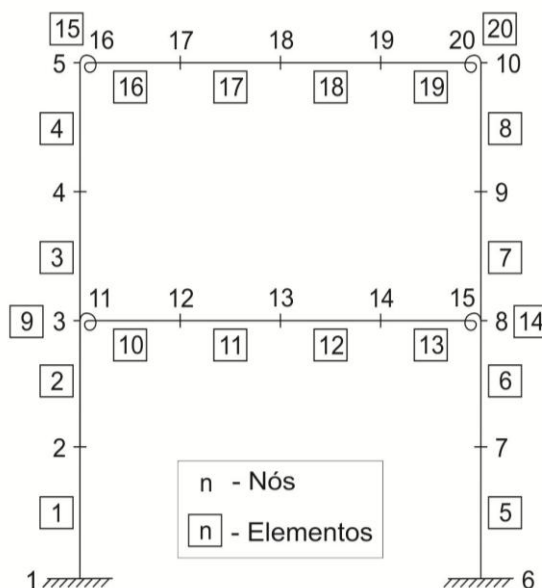
nodais equivalentes. As bases do pórtico são engastadas. As seções transversais, constituídas por perfis I, bem como as propriedades mecânicas variam de acordo com o autor estudado. O módulo de elasticidade longitudinal é igual a 200000 MPa.

Figura 26 - O pórtico e as cargas



Fonte: Desenvolvido pela autora

Figura 27 - Discretização do pórtico: nós e elementos



Fonte: Desenvolvido pela autora

Para o estudo, o pórtico foi dividido num total de 20 nós e 20 elementos (2 elementos iguais em cada pilar, 4 elementos iguais em cada viga e 4 elementos de mola, sendo um para cada ligação). A Figura 27 mostra a discretização dos nós e dos elementos do pórtico, onde os elementos 9 e 14 representam as ligações do primeiro andar e os elementos 15 e 20 as ligações do segundo andar. As seções transversais foram divididas em 20 fatias, sendo uma fatia para cada mesa e 18 para alma do perfil.

3.3 AS LIGAÇÕES

3.3.1 Os autores

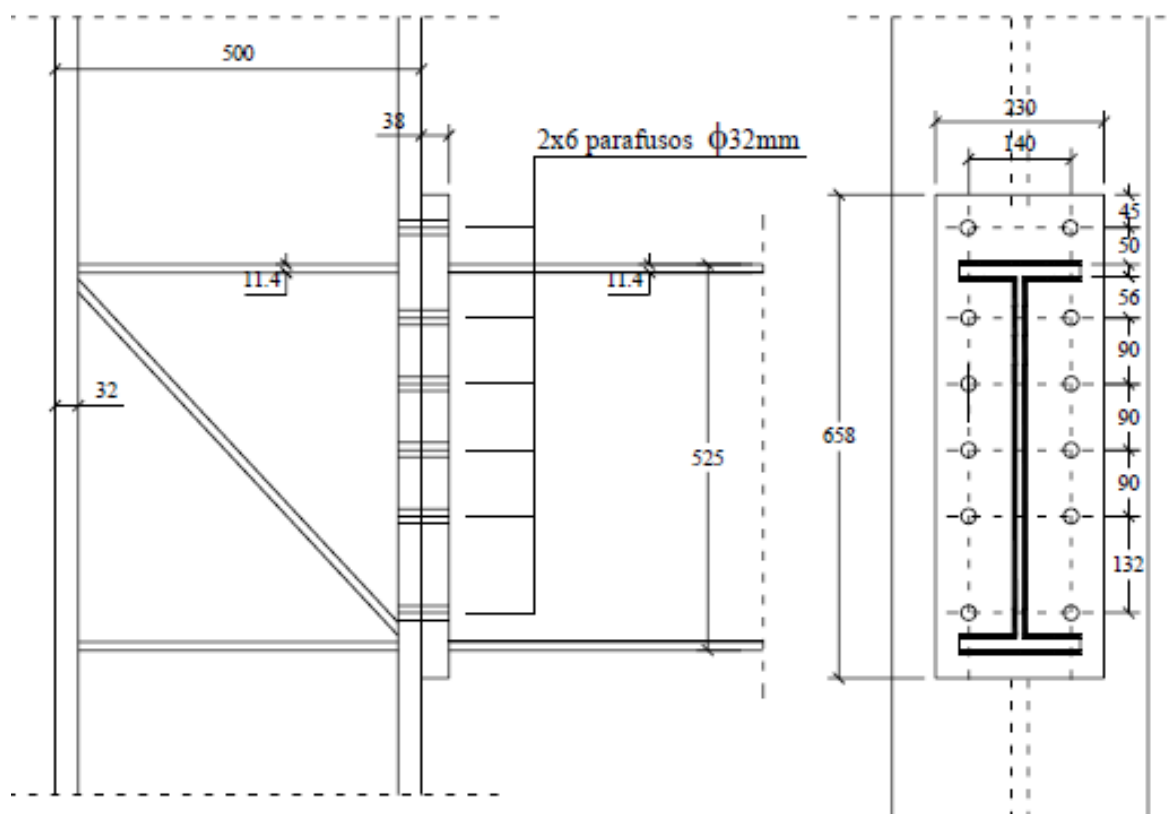
Conforme dito previamente, foi selecionado um banco de dados proveniente de vários autores brasileiros que contemplassem os tipos de ligação utilizados no cenário brasileiro. Posteriormente, selecionaram-se somente as ligações que pudessem estar mais próximas dos limites superiores (rígido-semirrígido) como as chapa de topo estendida e cantoneiras de topo e assento e dupla alma e inferiores (semirrígido - rotulado), como as cantoneiras simples. Para tal, foram coletados dados de autores que fornecessem valores precisos da rigidez inicial (R_{ki}), do momento ultimo (M_u), do comportamento da curva momento x rotação relativa ($M \times \theta$) das ligações estudadas, além dos parâmetros relacionados com as propriedades físicas e geométricas de vigas e pilares utilizados.

3.3.1.1 Ligação de AVAKIAN (2007)

Em Avakian (2007) são fornecidos os dados de 2 tipos de ligação: uma chapa de topo estendida e uma cantoneira de topo e assento e cantoneira dupla na alma.

A chapa de topo estendida na parte superior possui chapa de 38,00 mm de espessura, 12 parafusos de 32,00 mm de diâmetro. A ligação possui enrijecedores na alma do pilar conforme mostra Figura 28. O pilar é constituído pelo perfil CVS 500x259 com $f_y = 300$ MPa e a viga pelo perfil W 530x66 com $f_y = 345$ MPa.

Figura 28 - Chapa de topo estendida AVAKIAN (2007)



Fonte: AVAKIAN, 2007, p. 113

A cantoneira de topo e assento com cantoneira dupla na alma possui cantoneiras de 22,00 mm de espessura, 12 parafusos de 28,60 mm de diâmetro. A ligação possui enrijecedores na alma do pilar conforme mostra a Figura 29. O pilar é constituído pelo perfil CVS 500x259 com $f_y = 300\text{MPa}$ e a viga pelo perfil W 530x66 com $f_y = 345\text{MPa}$.

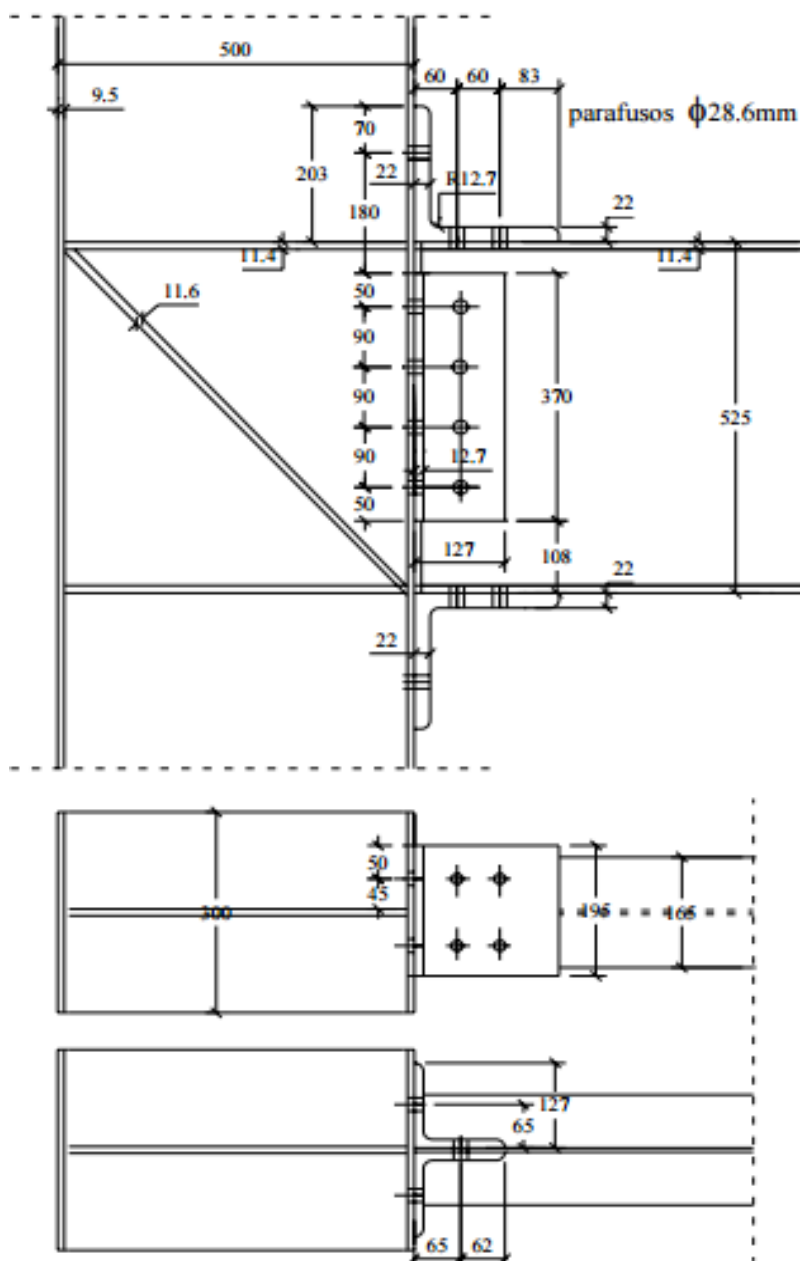
Os parâmetros dessas ligações estão descritos na Tabela 2.

Tabela 2 - Parâmetros das ligações em AVAKIAN (2007)

Tipo	Ligação		M_u (kN.cm)	R_{Ki} (kN.cm/rad)
	Parafuso ϕ (mm)	Chapa/Cantoneira (mm)		
Chapa de topo estendida	32,00	38,00	49.340,00	27.410.833,33
Cantoneira de topo e assento e cantoneira dupla na alma	28,60	22,00	42.692,90	2.198.768,69

Fonte: Desenvolvido pela autora

Figura 29 - Chapa de topo estendida AVAKIAN (2007)



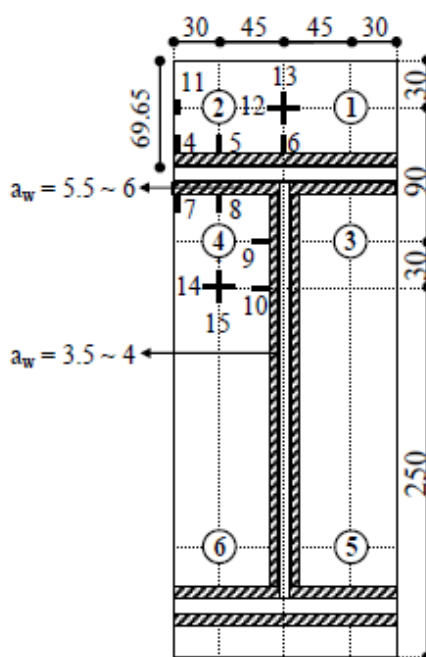
Fonte: AVAKIAN, 2007, p. 114

3.3.1.2 Ligações de COELHO *et al.* (2009)

O tipo de ligação utilizada por COELHO *et al.* (2009) é muito utilizada no Brasil, e por isso os autores foram considerados. Eles ensaiaram chapas de topo estendidas na parte superior com 6 parafusos (Figura 30), com pilar HE 340M e viga IPE 300 (o perfil do pilar é especial produzido sob encomenda no Brasil por ter grande espessura de mesa e alma e a viga é a W 310x38,7). A resistência ao escoamento do material para o pilar e a viga são, respectivamente, iguais a

355 MPa e 235 MPa. Os ensaios foram feitos com dois tipos de parafusos, identificados como parafuso 1 e parafuso 2, respectivamente, e quatro tipos chapas, sendo 3 tipos com espessuras de 10,00 mm; 15,00 mm e 20,00 mm e classe do aço igual a S355 e um tipo com espessura de 10 mm e classe do aço igual a S690. Os ensaios foram denominados: FS1a, FS1b, FS2a, FS2b, FS3a, FS3b, FS4a, FS4b, conforme Tabela 3. Os valores de M_u e R_{ki} também estão descritos na Tabela 3.

Figura 30 - Chapa de topo estendida COELHO *et al.* (2009)



Fonte: COELHO *et al.* (2009), p. 595

Tabela 3 - Parâmetros das ligações de chapa de topo estendida de COELHO *et al.* (2009)

Tipo	Ligação			M_u (kN.cm)	R_{ki} (kN.cm/rad)
	Nome	Parafuso (grupo)	Chapa (mm)		
Chapa de topo estendida	FS1a	1	10,00	14.276,00	1.819.000,00
	FS1b	2	10,00	16.117,00	1.684.000,00
	FS2a	1	15,00	19.306,00	2.339.000,00
	FS2b	2	15,00	19.731,00	2.200.000,00
	FS3a	1	15,00	19.306,00	2.323.000,00
	FS3b	2	20,00	19.731,00	2.156.000,00
	FS4a	1	10,00*	18.532,00	1.618.000,00
	FS4b	2	10,00*	18.767,00	1.715.000,00

* classe diferente

Fonte: Desenvolvido pela autora

3.3.1.3 Ligações de BERGAMASCO (2012)

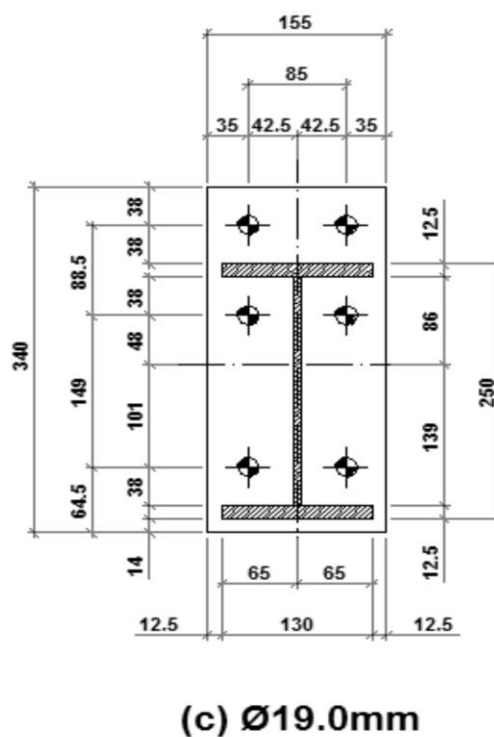
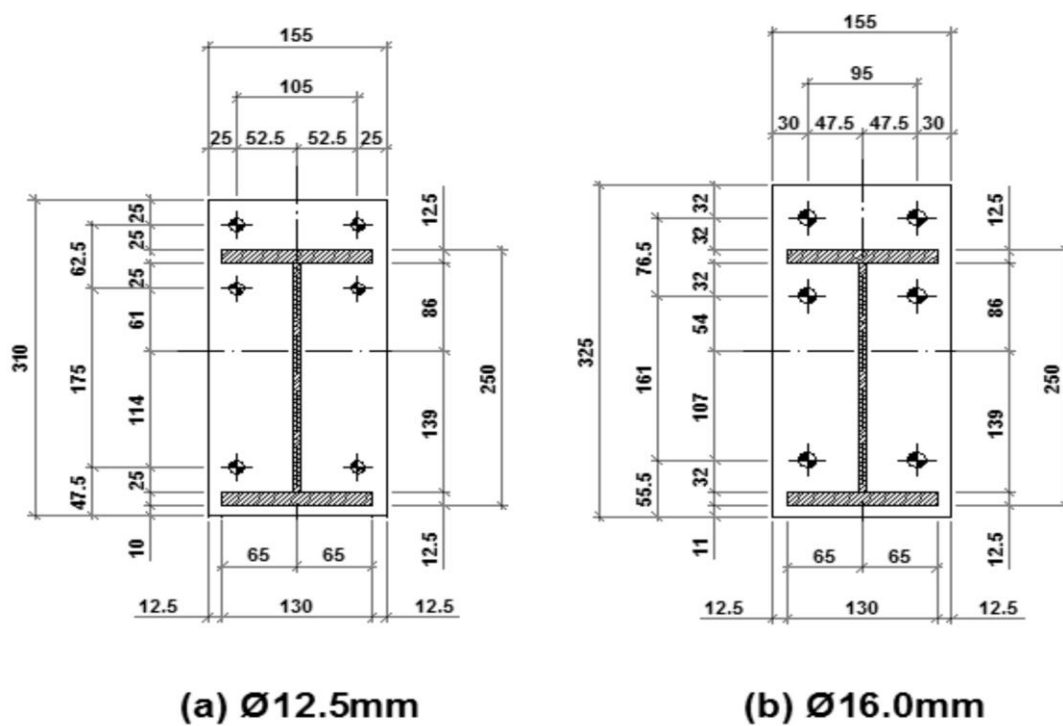
Utilizando modelagem numérica para chapa de topo estendida na parte superior, Bergamasco (2012) dividiu as ligações em três grupos em função do diâmetro dos parafusos, conforme mostra a Figura 31. Foram desenvolvidos modelos para diâmetros de parafusos de 12,50mm; 16,00mm e 19,00mm. Para cada grupo de modelos, foram variadas também as espessuras das chapas de topo. Foram consideradas espessuras de 9,5mm; 12,50mm; 16,00mm; 19,00mm; 22,40mm; 25,00mm e 31,50mm. As seções transversais do pilar e da viga são constituídos, respectivamente, pelos perfis CVS 300x70 e VS 250x37, com resistência ao escoamento f_y de 250 MPa para ambos. Os parâmetros das ligações estão descritos na Tabela 4.

Tabela 4 - Parâmetros das ligações de chapa de todo estendida de BERGAMASCO (2012)

Tipo	Ligações		M_u (kN.cm)	R_{ki} (kN.cm/rad)
	Parafuso ϕ (mm)	Chapa (mm)		
Chapa de topo estendida	12,50	9,50	9.000,00	1.515.151,50
		12,50	9.600,00	1.764.705,90
		16,00	10.190,00	1.904.761,90
		19,00	10.600,00	2.000.000,00
		22,50	10.800,00	2.105.263,20
		25,00	11.000,00	2.222.222,20
	16,00	9,50	12.200,00	1.500.000,00
		12,50	13.900,00	1.666.666,70
		16,00	15.000,00	1.764.705,90
		19,00	16.400,00	1.875.000,00
		22,50	16.000,00	2.000.000,00
		25,00	15.600,00	2.142.857,10
	19,00	31,50	15.800,00	2.307.692,30
		9,50	15.050,00	1.379.310,30
		12,50	17.500,00	1.428.571,40
		16,00	18.600,00	1.538.461,50
		19,00	20.150,00	1.666.666,7
		22,50	22.180,00	1.818.181,8
		25,00	22.050,00	2.000.000,0
		31,50	20.250,00	2.222.222,2

Fonte: Desenvolvido pela autora

Figura 31 - Chapa de topo estendida BERGAMASCO (2012)

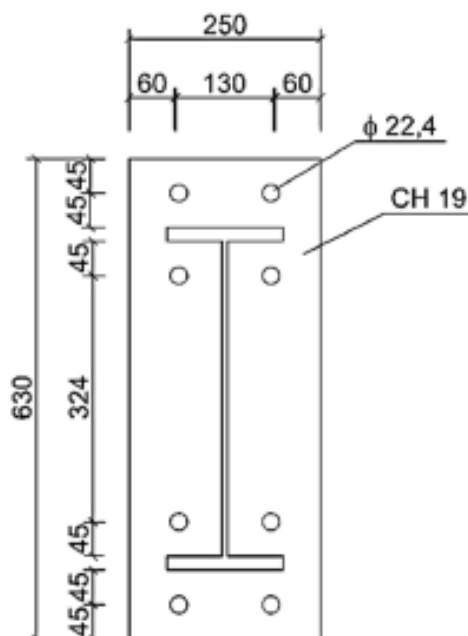


Fonte: BERGAMASCO, 2012, p. 182

3.3.1.4 Ligação de HIGAKI (2014)

Utilizando o método dos componentes, Higaki (2014) fornece os dados de uma ligação utilizando chapa de topo estendida na parte superior (Figura 32). A espessura da chapa é de 19,00 mm e a ligação possui 8 parafusos de 22,40 mm de diâmetro. As seções transversais do pilar e da viga são constituídos, respectivamente, pelos perfis HP 300x93 e W 460x68, com resistência ao escoamento f_y de 250 MPa para ambos. Os parâmetros da ligação estão descritos na Tabela 5.

Figura 32 - Chapa de topo estendida HIGAKI (2014)



Fonte: HIGAKI (2014), p. 212

Tabela 5 - Parâmetros da ligação de chapa de todo estendida de HIGAKI (2014)

Tipo	Ligação		M_u (kN.cm)	R_{Ki} (kN.cm/rad)
	Parafuso ϕ (mm)	Chapa (mm)		
Chapa de topo estendida	22,40	19,00	27.000,00	8.865.000,00

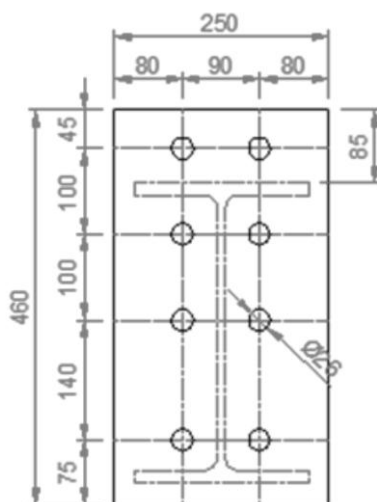
Fonte: Desenvolvido pela autora

3.3.1.5 Ligações de OLIVEIRA (2015)

Também utilizando o método dos componentes, Oliveira (2015) fornece dados de cinco ligações utilizando chapa de topo estendida na parte superior, sendo três delas adotadas neste trabalho. As seções transversais do pilar e da viga são

constituídos, respectivamente, pelos perfis W 310x143 e W 360x72, com resistência ao escoamento f_y de 250 MPa para ambos. Nos cálculos o autor utiliza 8 parafusos de 26,00 mm de diâmetro. As chapas adotadas possuem espessuras de 6,25 mm, 15,88 mm e 25,40 mm. A configuração da ligação é mostrada na Figura 33 e os parâmetros descritos na Tabela 6. Os valores de M_u e R_{ki} apresentam valores distintos para pilares do primeiro andar (pilares intermediários) e pilares do segundo andar (pilares de topo).

Figura 33 - Chapa de topo estendida OLIVEIRA (2015)



Fonte: OLIVEIRA, 2015, p. 169

Tabela 6 - Parâmetros da ligação de chapa de todo estendida de OLIVEIRA (2015)

Ligações				M _u	R _{Ki}
Tipo	Posição	Parafuso ϕ (mm)	Chapa (mm)	(kN.cm)	(kN.cm/rad)
Chapa de topo estendida	Intermediária	26	6,25	3.906,15	3.037.714,7
			15,88	20.559,57	4.728.500,8
			25,40	30.170,02	4.863.866,2
	Topo		6,25	3.906,15	2.907.629,5
			15,88	20.559,57	4.378.020,9
			25,40	30.170,02	4.497.803,5

Fonte: Desenvolvido pela autora

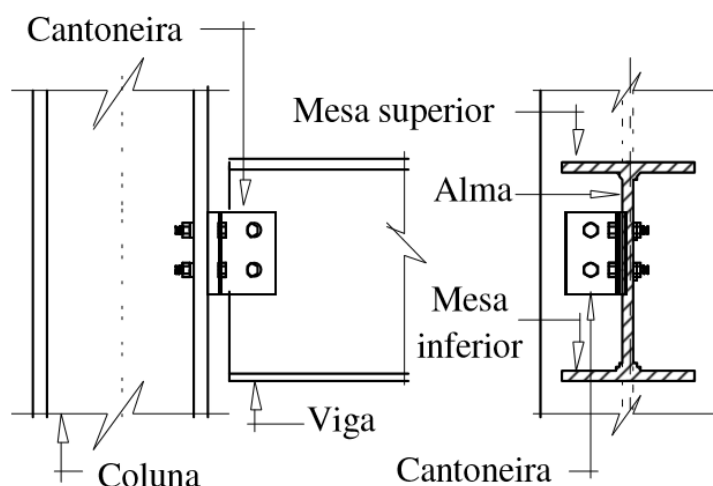
3.3.1.6 Ligações de PINHEIRO E SILVEIRA *apud* SILVA (2010)

Pinheiro e Silveira *apud* Silva (2010) e Silva (2009) forneceram dados para uma ligação com cantoneira simples. O comportamento da ligação foi obtido pelo modelo exponencial, proposto por Lui e Chen *apud* Silva (2009). Os valores dos parâmetros

do modelo exponencial para essa ligação estão descritos detalhadamente em Silva (2009) que, afirma que, o modelo exponencial possui uma boa representação do comportamento não linear da ligação.

As vigas e os pilares são constituídos, respectivamente, pelos perfis W 360x72 e W 310x143. A resistência ao escoamento do aço para ambos, vigas e pilares é 250 MPa. Os parâmetros da ligação estão descritos na Tabela 7.

Figura 34 - Cantoneira simples PINHEIRO e SILVEIRA *apud* SILVA (2010) e SILVA (2009)



Fonte: Silva, 2009, p.318

Tabela 7 - Parâmetros da ligação com cantoneira simples obtidos pelo modelo exponencial

Ligação Tipo	M_u (kN.cm)	R_{Ki} (kN.cm/rad)
Cantoneira simples	1.517,73	542.324,54

Fonte: Desenvolvido pela autora

3.4 O SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO

Um sistema de classificação de ligações não linear, simples e mais preciso que os sistemas de classificação existentes para uso no dimensionamento de estruturas de aço é desenvolvido.

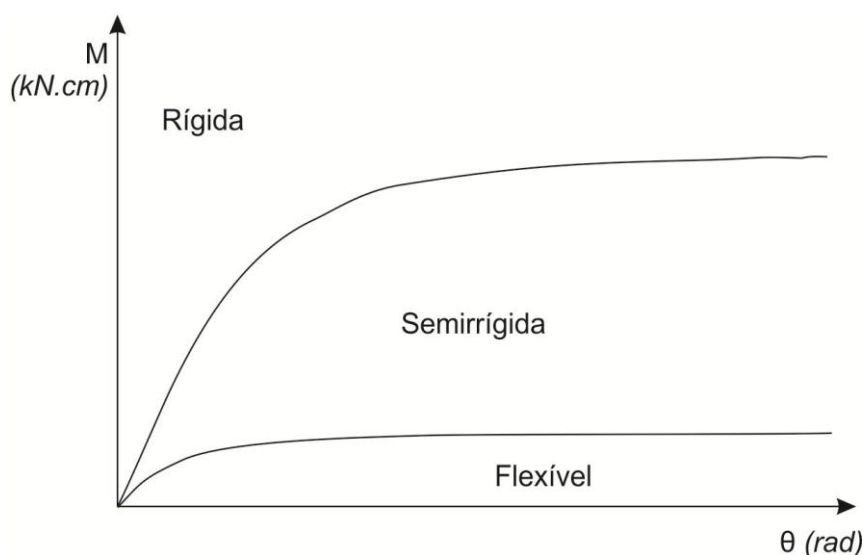
O sistema proposto foi concebido pela divisão de três zonas de classificação separadas por duas linhas não lineares, ou seja, por curvas momento-rotação relativa ($M \times \theta_r$), como mostra a Figura 35.

O modelo matemático de três parâmetros, apresentado no item 2.6.1.3, foi escolhido para descrever estas duas linhas não lineares, pois segundo

Hasan *et al.* (1998) ele tem se mostrado como o mais adequado dentre os demais modelos não lineares. Dessa forma, para adequar o modelo de três parâmetros ao sistema de classificação proposto, é necessário encontrar os valores exatos dos parâmetros para as duas linhas de demarcação, ou seja, os valores da rigidez inicial R_{ki} e do momento último M_u das fronteiras entre o comportamento rígido, semirrígido e rotulado.

O valor do parâmetro de forma n no modelo de três parâmetros, usado para calibração de curvas $M-\theta_r$, foi adotado igual a unidade, pois segundo Hasan *et al.* (1998) esse valor além de simples possui precisão suficiente para os comportamentos das ligações.

Figura 35 - Sistema de classificação proposto



Fonte: Desenvolvido pela autora

3.4.1 Classificação quanto à rigidez

A rigidez inicial máxima de ligações semirrígidas (ou seja, a rigidez inicial mínima de ligações rígidas) foi obtida a partir da análise do pórtico comparando os resultados obtidos do momento fletor solicitante na ligação e do deslocamento lateral no topo da estrutura com ligações com chapa de topo estendida (e cantoneira de topo e assento com cantoneira dupla na alma) com aqueles obtidos considerando os mesmos pórticos com ligação totalmente rígida.

Similarmente, a rigidez inicial mínima de ligações semirrígidas (isto é, a rigidez inicial máxima das ligações rotuladas) foi obtida a partir da comparação entre os resultados obtidos do momento fletor solicitante na ligação e da flecha no meio do

vão da viga considerando as ligações com cantoneira simples com os resultados do momento fletor solicitante na ligação considerando as ligações completamente rígidas e da flecha no meio do vão da viga considerando as ligações idealmente rotuladas, respectivamente.

As curvas momento-rotação e os valores correspondentes da rigidez inicial para essas ligações (experimentais, numéricas ou teóricas) foram extraídas a partir da base de dados consolidada apresentada anteriormente, e as ligações totalmente rígidas e idealmente rotuladas baseadas nas relações $\theta_r=0$ e $M=0$, respectivamente.

O estudo foi dividido em duas etapas conforme mostra o Quadro 4:

Quadro 4 - Etapas de análise de limites

Tipo de análise	Ligação A	Ligação B
Análise I: para encontrar a rigidez inicial mínima de ligações rígidas	Chapa de topo estendida Cantoneira de topo e assento e cantoneira dupla na alma	Completamente rígidas (para respostas de momento fletor e deslocamento lateral)
Análise II: para encontrar a rigidez inicial máxima de ligações rotuladas	Cantoneira simples	Completamente rígidas (para resposta do momento fletor) Idealmente rotuladas (para resposta de flecha no meio do vão)

Fonte: Desenvolvido pela autora

Para o estudo de rigidez assumiu-se o comportamento elástico linear para as ligações, isto é, apenas a rigidez inicial das ligações foi considerada na análise.

Para o Estado Limite Último (ELU), as cargas aplicadas, de forma incremental nos pórticos, foram mostradas na Figura 26 para o cálculo do valor momento fletor solicitante na ligação. Para o Estado Limite de Serviço (ELS), foram utilizadas as cargas de serviço para determinar os deslocamentos laterais e as flechas nos nós. Por simplicidade, todas as cargas de serviço foram consideradas dividindo-se as cargas ultimas pelo fator igual a 1,4.

As respostas dos pórticos (momento solicitante na ligação, deslocamento lateral no topo do pórtico e flecha no meio do vão da viga) foram determinadas utilizando a análise de 2ª ordem elástica pelo programa de Lavall (1996) e Silva (2010). Os

momentos fletores solicitantes nas ligações foram determinados para ambas as Análises (I e II). O deslocamento lateral no topo e a flecha no meio do vão da viga foram determinados para as análises I e II, respectivamente.

A partir dos resultados de análise do pórtico foram plotados os gráficos $m^* \times \log R_{ki}$ e $d^* \times \log R_{ki}$, onde m^* e d^* foram obtidos a partir das seguintes relações:

$$\text{momento } m^* \text{ ou deslocamento } d^* = \frac{\text{momento ou deslocamento com a ligação estudada}}{\text{momento ou deslocamento com ligação idealmente rígida ou idealmente rotulada}} \quad (32)$$

3.4.1.1 Rigidez inicial mínima de ligações rígidas

3.4.1.1.1 Resultados de m^* e d^* em AVAKIAN (2007)

A Tabela 8 apresenta os valores da rigidez rotacional e os valores encontrados de m^* para ligações representadas pelos elementos 9 e 20, conforme a discretização do pórtico da Figura 27. Além das ligações de Avakian (2007), algumas ligações “fictícias” com rigidez inicial obtida em função da rigidez da viga foram analisadas e os resultados incluídos na Tabela 8.

Analisando-se os valores da relação entre o momento da ligação da extremidade esquerda da viga do 1º andar do pórtico (elemento 9) e o momento da ligação totalmente rígida (m^*_{9}), pode-se observar uma transmissão de momento fletor da viga para o pilar de no máximo 86% do valor do momento fletor considerando a ligação rígida convencional (para uma rigidez da ligação superior a 40 vezes a rigidez da viga conectada).

Para a relação entre o momento da ligação da extremidade direita da viga do 2º andar do pórtico (elemento 20) e o momento considerando a ligação totalmente rígida (m^*_{20}), pode-se notar uma transmissão de momento fletor igual ou maior a 90% daquele momento fletor considerando a ligação rígida convencional (para a rigidez da ligação igual ou superior a rigidez rotacional inicial da chapa de topo estendida).

A diferença entre os resultados obtidos para as duas ligações escolhidas (elementos 9 e 20), se deve pelo fato de ocorrer descarga elástica na ligação da extremidade esquerda da viga do 1º andar do pórtico devido ao carregamento

horizontal atuante, diferente do comportamento da ligação da extremidade direita da viga do 2º andar que está sempre em carga.

Tabela 8 - Cálculo de m^* em AVAKIAN (2007)

Nome	R_{ki} (kN.cm/rad)	Momento (9) (kN.cm)	m^* (9)	Momento (20) (kN.cm)	m^* (20)	$\log R_{ki}$ (kN.cm/rad)
0,25 EI/L	286.835,63	35.817,40	0,04	187.794	0,05	5,46
0,30 EI/L	344.202,76	49.419,20	0,06	211.525	0,05	5,54
0,50 EI/L	573.671,26	79.504,30	0,10	344.080	0,09	5,76
0,82 EI/L	938.459,34	131.550,00	0,16	524.997	0,13	5,97
Cantoneira	2.198.768,69	269.976,00	0,33	1.048.300	0,26	6,34
10,00 EI/L	11.473.425,20	487.440,00	0,59	2.833.020	0,71	7,06
15,00 EI/L	17.210.137,80	678.959,00	0,82	2.986.250	0,75	7,24
Chapa	27.410.833,33	528.507,00	0,64	3.573.660	0,90	7,44
25,00 EI/L	28.683.562,99	645.858,00	0,78	3.581.630	0,90	7,46
30,00 EI/L	34.420.275,59	689.246,00	0,83	3.903.700	0,98	7,54
40,96 EI/L	46.990.000,00	708.463,00	0,86	3.648.750	0,92	7,67
81,91 EI/L	93.980.000,00	681.184,00	0,83	3.926.510	0,99	7,97
-	RIGIDO CONV.	825.615,00	-	3.985.590	-	-

Fonte: Desenvolvido pela autora

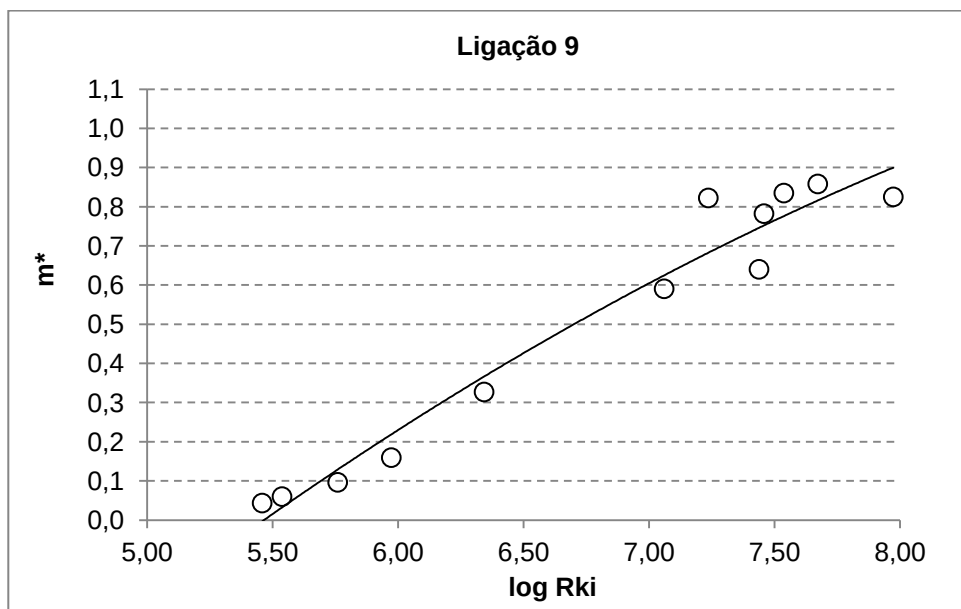
As Figuras 36 e 37 mostram os resultados da distribuição de m^* - $\log_{10}R_{ki}$, obtidos para a Análise I. É importante salientar que a curva $m^* \times \log R_{ki}$ tende a tornar-se horizontal à medida que m^* se aproxima de um. De acordo com os resultados dos valores de m^* obtidos para o elemento 20 (ligação sempre em carga), para uma rigidez igual ou superior a $10^{7,44}$ kN.cm/rad, a ligação já poderia ser considerada rígida.

A Tabela 9 apresenta os resultados dos deslocamentos horizontais no topo do pórtico (nó 5) e os resultados da relação entre o deslocamento horizontal do nó 5 considerando a rigidez rotacional inicial da ligação e o deslocamento no mesmo nó considerando a ligação rígida convencional (d^*) para as mesmas rigidezes mencionadas na Tabela 8. Pode-se observar na Tabela 9 e no gráfico $d^* \times \log R_{ki}$ da Figura 38 que, à medida que a rigidez inicial aumenta, o deslocamento diminui, tendendo para o valor do deslocamento horizontal quando a ligação é totalmente rígida, ou seja, quando $d^*=1$.

Nota-se que, as ligações com rigidez inicial $R_{ki} \geq 10^{7,44}$ kN.cm/rad estão agrupadas na região entre $1,0 \leq d^* \leq 1,1$ (região também definida por

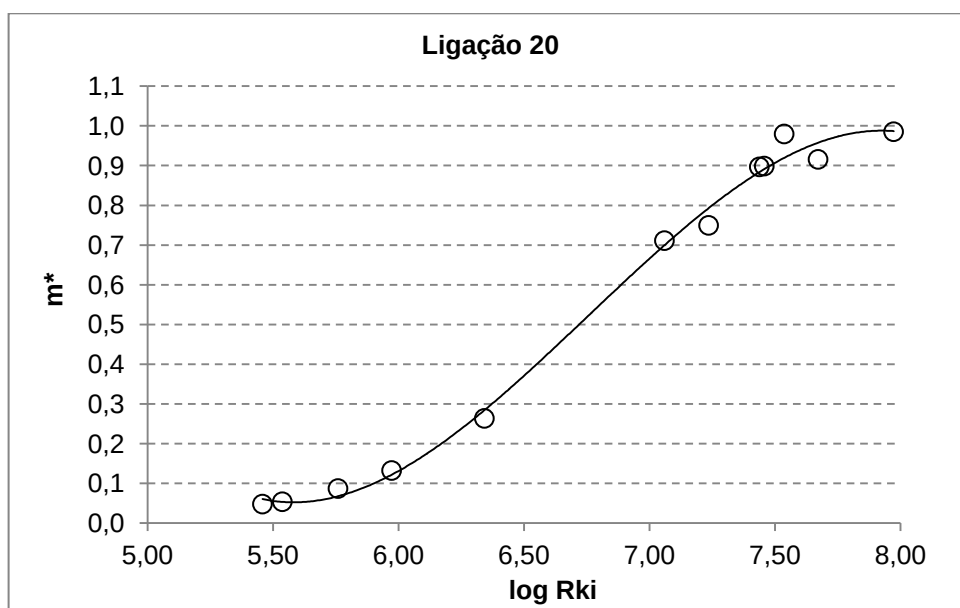
Hasan *et al.* (1998)). Nesta região, os deslocamentos são inferiores a 110% do deslocamento considerando a ligação rígida convencional, podendo a ligação ser classificada como rígida.

Figura 36 - Gráfico m^* x $\log R_{ki}$ em AVAKIAN (2007) para elemento 9



Fonte: Desenvolvido pela autora

Figura 37 - Gráfico m^* x $\log R_{ki}$ em AVAKIAN (2007) para elemento 20

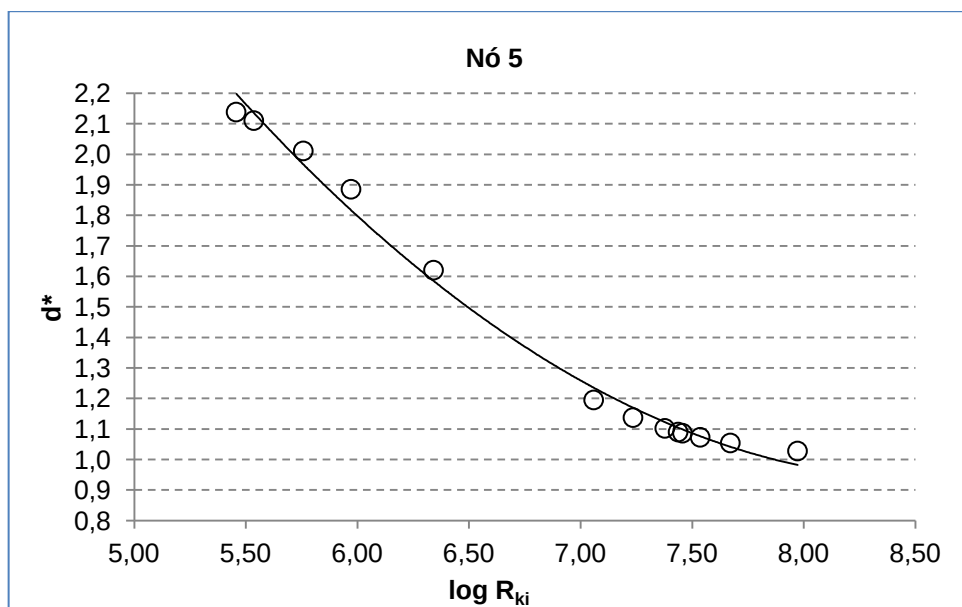


Fonte: Desenvolvido pela autora

Tabela 9 - Cálculo de d^* em AVAKIAN (2007)

Nome	R_{ki} (kN.cm/rad)	Deslocamento (cm)	d^* (5)	$\log R_{ki}$ (kN.cm/rad)
0,25 EI/L	286.835,63	0,2633	2,138	5,46
0,30 EI/L	344.202,76	0,2599	2,110	5,54
0,50 EI/L	573.671,26	0,2477	2,011	5,76
0,82 EI/L	938.459,34	0,2322	1,885	5,97
Cantoneira	2.198.768,69	0,1995	1,620	6,34
10,00 EI/L	11.473.425,20	0,1472	1,195	7,06
15,00 EI/L	17.210.137,80	0,1400	1,137	7,24
Chapa	27.410.833,33	0,1342	1,090	7,44
25,00 EI/L	28.683.562,99	0,1337	1,086	7,46
30,00 EI/L	34.420.275,59	0,1321	1,073	7,54
40,96 EI/L	46.990.000,00	0,1298	1,054	7,67
81,91 EI/L	93.980.000,00	0,1266	1,028	7,97
-	RIGIDO CONV.	0,1232	1,000	-

Fonte: Desenvolvido pela autora

Figura 38 - Gráfico $d^* \times \log R_{ki}$ em AVAKIAN (2007) para nó 5

Fonte: Desenvolvido pela autora

3.4.1.1.2 Resultados de m^* e d^* em COELHO et al. (2009)

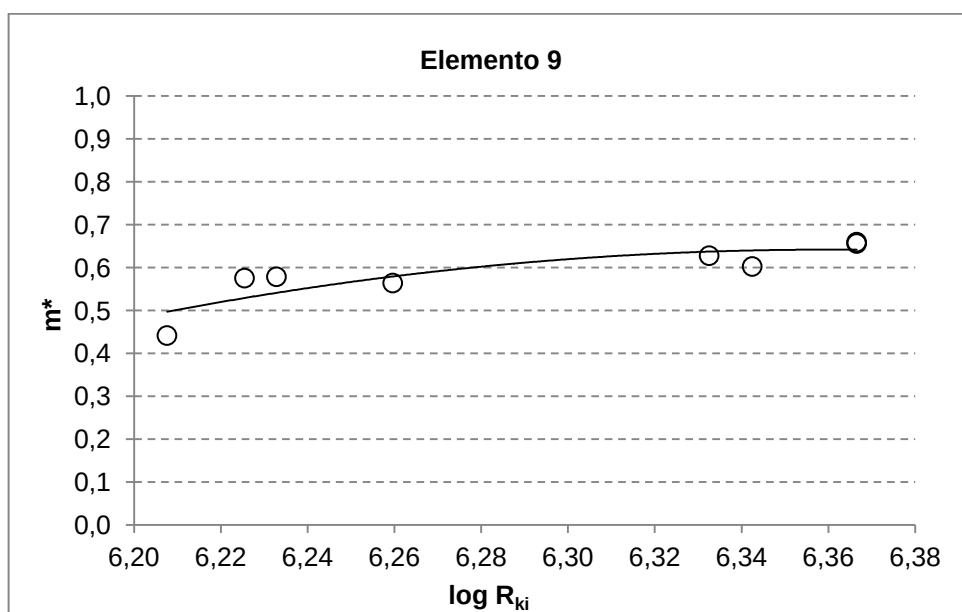
Pode-se observar nos resultados apresentados na Tabela 10 e nas Figuras 39 e 40 que os valores de m^* obtidos considerando as ligações de Coelho et al. (2009) ficaram muito abaixo de 1, podendo considera-las como ligações semirrígidas.

Tabela 10 - Cálculo de m^* em COELHO *et al.* (2009)

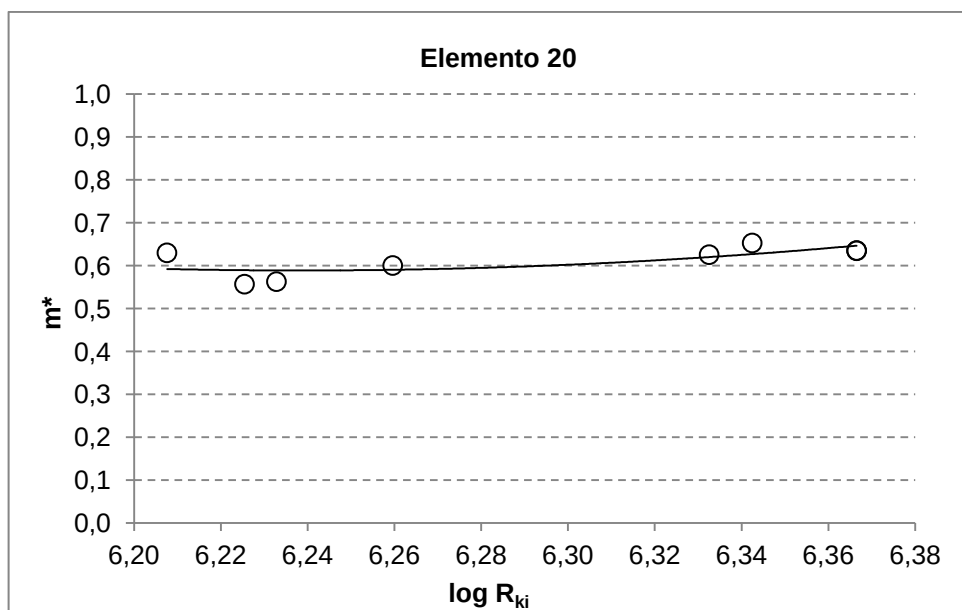
Nome	R_{ki} (kN.cm/rad)	Momento (9) (kN.cm)	m^* (9)	Momento (20) (kN.cm)	m^* (20)	log R_{ki} (kN.cm/rad)
FS1a	1.818.181,82	257.747,00	0,56	814.365,00	0,60	6,26
FS1b	2.325.581,40	301.301,00	0,66	861.609,00	0,64	6,37
FS2a	2.325.581,40	299.845,00	0,66	861.030,00	0,64	6,37
FS2b	1.612.903,23	201.842,00	0,44	854.415,00	0,63	6,21
FS3a	1.680.672,27	262.993,00	0,58	755.323,00	0,56	6,23
FS3b	2.200.220,02	275.372,00	0,60	885.568,00	0,65	6,34
FS4a	2.150.537,63	286.877,00	0,63	848.617,00	0,63	6,33
FS4b	1.709.401,71	264.424,00	0,58	763.356,00	0,56	6,23
-	RIGIDO CONV.	456.893,00	-	1.355.780,00	-	-

Fonte: Desenvolvido pela autora

Para os estudos dos deslocamentos d^* mostrados na Tabela 11 assim como nos estudos de m^* pode-se observar que todas as ligações seriam classificadas como semirrígidas já que todas as relações d^* são superiores a 1,1. Portanto, a condição estabelecida para o limite superior da rigidez inicial das ligações $R_{ki} \geq 10^{7,44}$ kN.cm/rad continua sendo válida.

Figura 39 - Gráfico $m^* \times \log R_{ki}$ em COELHO *et al.* (2009) para elemento 9

Fonte: Desenvolvido pela autora

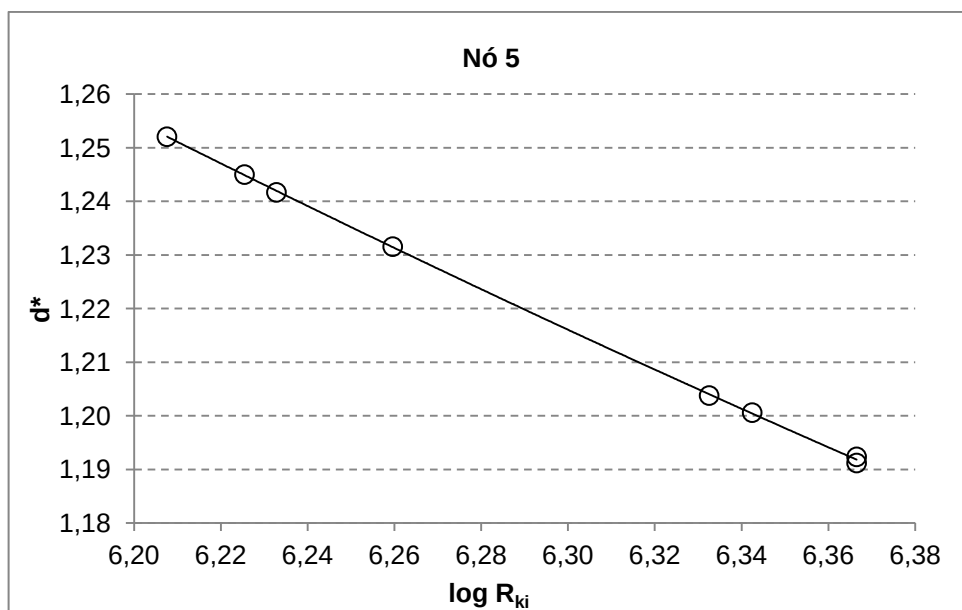
Figura 40 - Gráfico $m^* \times \log R_{ki}$ em COELHO *et al.* (2009) para elemento 20

Fonte: Desenvolvido pela autora

Tabela 11 - Cálculo de d^* em COELHO *et al.* (2009)

Nome	R_{ki} (kN.cm/rad)	Deslocamento (5) (cm)	d^* (5)	$\log R_{ki}$ (kN.cm/rad)
FS1a	1.818.181,82	0,3962	1,23	6,26
FS1b	2.325.581,40	0,3832	1,19	6,37
FS2a	2.325.581,40	0,3836	1,19	6,37
FS2b	1.612.903,23	0,4028	1,25	6,21
FS3a	1.680.672,27	0,4005	1,25	6,23
FS3b	2.200.220,02	0,3862	1,20	6,34
FS4a	2.150.537,63	0,3872	1,20	6,33
FS4b	1.709.401,71	0,3994	1,24	6,23
-	RIGIDO CONV.	0,3217	-	-

Fonte: Desenvolvido pela autora

Figura 41 - Gráfico $d^* \times \log R_{ki}$ em COELHO *et al.* (2009) para nó 5

Fonte: Desenvolvido pela autora

3.4.1.1.3 Resultados de m^* e d^* em BERGAMASCO (2012)

Com 20 variações de chapa de topo estendida, Bergamasco (2012) forneceu a maior base de dados para os ensaios.

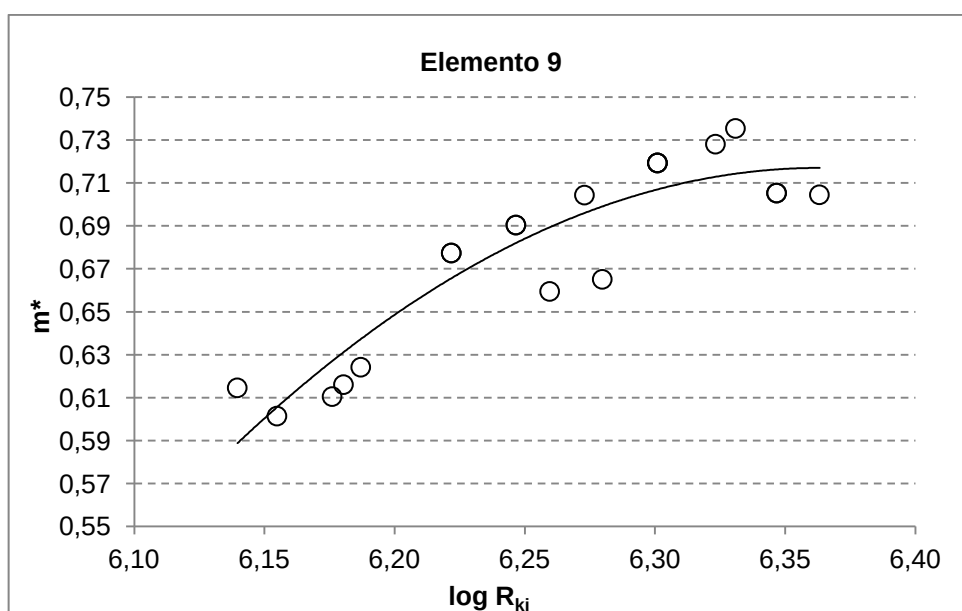
Observando a Tabela 12 pode-se perceber, assim como em Coelho *et al.* (2009) que todos os valores m^* ficaram bem abaixo de 1, portanto ainda dentro do limite definido anteriormente de $R_{ki} \geq 10^{7,44}$ kN.cm/rad. Neste caso, todas as ligações de Bergamasco (2012) são classificadas como semirrígidas.

Confirmando os resultados de m^* , a Tabela 13 e a Figura 44 mostram que as ligações de Bergamasco (2012) apresentam comportamento semirrígido, já que todos os valores da relação entre o deslocamento horizontal do nó 5 considerando a rigidez inicial da ligação e o deslocamento no mesmo nó considerando a ligação rígida convencional (d^*), são superiores a 1,10. Dessa forma, o limite superior da rigidez inicial para ligações semirrígidas $R_{ki} \geq 10^{7,44}$ kN.cm/rad continua válido.

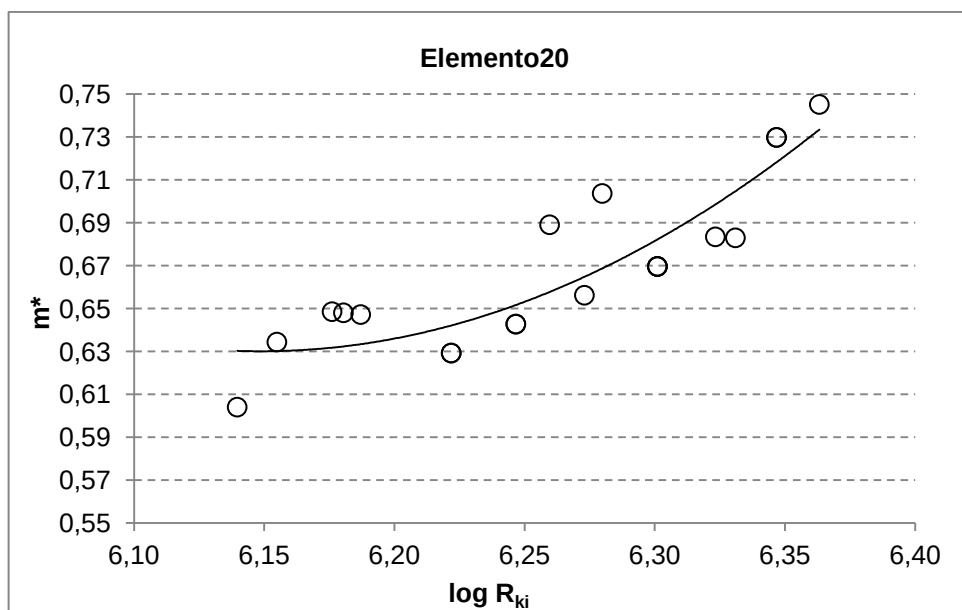
Tabela 12 - Cálculo de m^* em BERGAMASCO (2012)

Nome	R_{ki} (kN.cm/rad)	Momento (9) (kN.cm)	m^* (9)	Momento (20) (kN.cm)	m^* (20)	$\log R_{ki}$ (kN.cm/rad)
#9,5- ϕ 12,5	1.515.151,52	96.212,90	0,62	258.786,00	0,65	6,18
#12,5- ϕ 12,5	1.764.705,88	107.828,00	0,69	256.680,00	0,64	6,25
#16- ϕ 12,5	1.904.761,91	103.878,00	0,67	281.006,00	0,70	6,28
#19- ϕ 12,5	2.000.000,00	112.349,00	0,72	267.414,00	0,67	6,30
#22,5- ϕ 12,5	2.105.263,16	113.717,00	0,73	272.928,00	0,68	6,32
#25- ϕ 12,5	2.222.222,22	110.156,00	0,71	291.444,00	0,73	6,35
#9,5- ϕ 16	1.500.000,00	95.342,60	0,61	258.996,00	0,65	6,18
#12,5- ϕ 16	1.666.666,67	105.794,00	0,68	251.293,00	0,63	6,22
#16- ϕ 16	1.764.705,88	107.828,00	0,69	256.680,00	0,64	6,25
#19- ϕ 16	1.875.000,00	110.009,00	0,70	262.057,00	0,66	6,27
#22,5- ϕ 16	2.000.000,00	112.349,00	0,72	267.414,00	0,67	6,30
#25- ϕ 16	2.142.857,14	114.861,00	0,74	272.746,00	0,68	6,33
#31,5- ϕ 16	2.307.962,00	110.032,00	0,70	297.579,00	0,75	6,36
#9,5- ϕ 19	1.379.310,35	95.979,50	0,61	241.221,00	0,60	6,14
#12,5- ϕ 19	1.428.571,43	93.923,20	0,60	253.332,00	0,63	6,15
#16- ϕ 19	1.538.461,54	97.480,40	0,62	258.459,00	0,65	6,19
#19- ϕ 19	1.666.666,67	105.794,00	0,68	251.293,00	0,63	6,22
#22,5- ϕ 19	1.818.181,82	102.997,00	0,66	275.176,00	0,69	6,26
#25- ϕ 19	2.000.000,00	112.349,00	0,72	267.414,00	0,67	6,30
#31,5- ϕ 19	2.222.222,22	110.156,00	0,71	291.444,00	0,73	6,35
-	RIGIDO CONV.	156.177,00	-	399.312,00	-	-

Fonte: Desenvolvido pela autora

Figura 42 - Gráfico $m^* \times \log R_{ki}$ em BERGAMASCO (2012) para elemento 9

Fonte: Desenvolvido pela autora

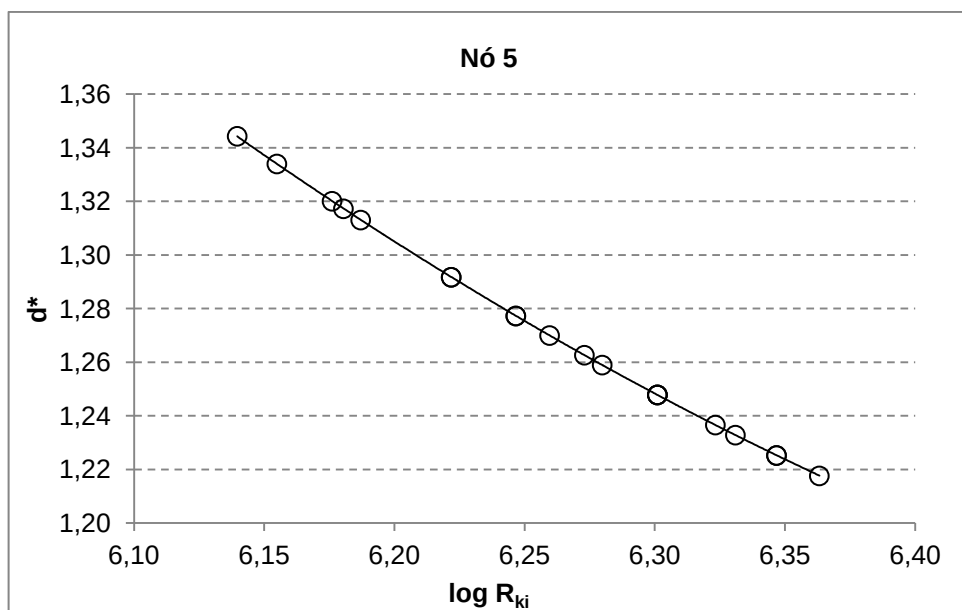
Figura 43 - Gráfico $m^* \times \log R_{ki}$ em BERGAMASCO (2012) para elemento 20

Fonte: Desenvolvido pela autora

Tabela 13 - Cálculo de d^* em BERGAMASCO (2012)

Nome	R_{ki} (kN.cm/rad)	Deslocamento (5) (cm)	d^* (5)	$\log R_{ki}$ (kN.cm/rad)
#9,5-φ12,5	1.515.151,52	1,212	1,32	6,18
#12,5-φ12,5	1.764.705,88	1,175	1,28	6,25
#16-φ12,5	1.904.761,91	1,158	1,26	6,28
#19-φ12,5	2.000.000,00	1,148	1,25	6,30
#22,5-φ12,5	2.105.263,16	1,138	1,24	6,32
#25-φ12,5	2.222.222,22	1,127	1,23	6,35
#9,5-φ16	1.500.000,00	1,215	1,32	6,18
#12,5-φ16	1.666.666,67	1,189	1,29	6,22
#16-φ16	1.764.705,88	1,175	1,28	6,25
#19-φ16	1.875.000,00	1,162	1,26	6,27
#22,5-φ16	2.000.000,00	1,148	1,25	6,30
#25-φ16	2.142.857,14	1,134	1,23	6,33
#31,5-φ16	2.307.962,00	1,120	1,22	6,36
#9,5-φ19	1.379.310,35	1,237	1,34	6,14
#12,5-φ19	1.428.571,43	1,227	1,33	6,15
#16-φ19	1.538.461,54	1,208	1,31	6,19
#19-φ19	1.666.666,67	1,189	1,29	6,22
#22,5-φ19	1.818.181,82	1,169	1,27	6,26
#25-φ19	2.000.000,00	1,148	1,25	6,30
#31,5-φ19	2.222.222,22	1,127	1,23	6,35
-	RIGIDO CONV.	0,920	-	-

Fonte: Desenvolvido pela autora

Figura 44 - Gráfico $d^* \times \log R_{ki}$ BERGAMASCO (2012) para nó 5

Fonte: Desenvolvido pela autora

3.4.1.1.4 Resultados de m^* e d^* em HIGAKI (2014)

A Tabela 14 apresenta os valores da rigidez rotacional e os valores encontrados de m^* para ligações representadas pelos elementos 9 e 20, estudada por Higaki (2014) e algumas ligações “fictícias” cuja rigidez inicial foi obtida em função da rigidez da viga.

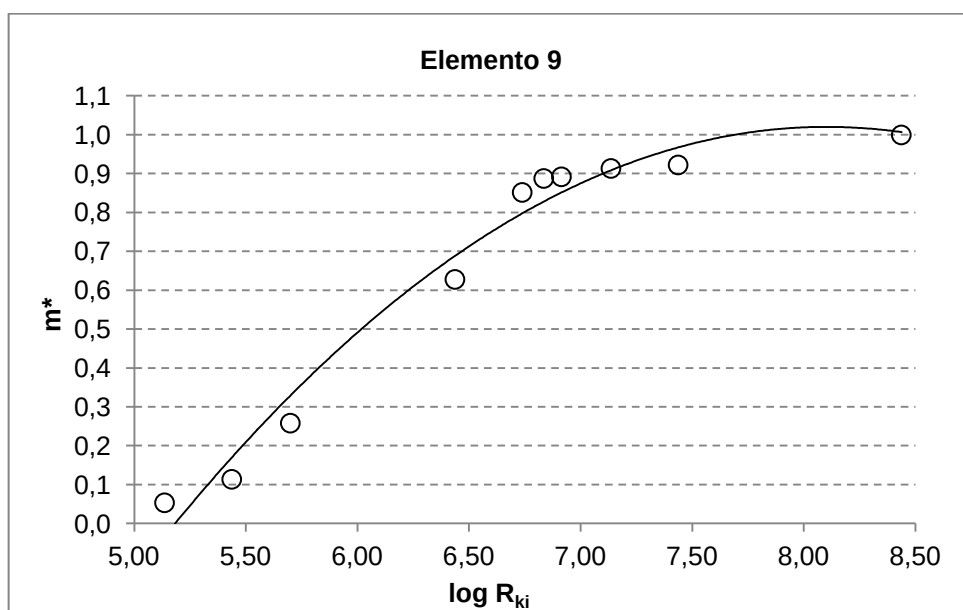
Analisando-se os valores da relação entre o momento fletor da ligação da extremidade da viga do pórtico (elementos 9 e 20) e o momento fletor da ligação totalmente rígida, pode-se observar a ocorrência de uma transmissão de momento fletor da viga para o pilar maior que 90%, para uma rigidez da ligação superior a $10^{7,14}$ kNcm/rad.

As Figuras 45 e 46 mostram os resultados da distribuição de $m^* - \log_{10} R_{ki}$, obtidos para a Análise I, onde é possível observar novamente que a curva $m^* \times \log R_{ki}$ tende a tornar-se horizontal quando m^* se aproxima da unidade. De acordo com os resultados dos valores de m^* obtidos, a ligação já poderia ser considerada rígida para uma rigidez superior a $10^{7,14}$ kN.cm/rad.

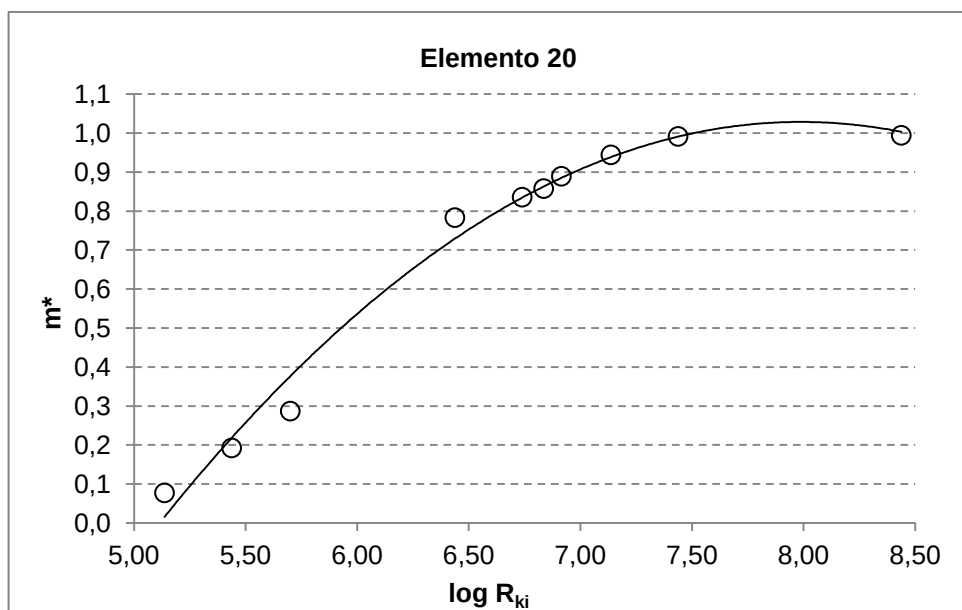
Tabela 14 - Cálculo de m^* em HIGAKY (2014)

Nome	R_{ki} (kN.cm/rad)	Momento (9) (kN.cm)	m^* (9)	Momento (20) (kN.cm)	m^* (20)	log R_{ki} (kN.cm/rad)
0,5 EI/L	137.106,30	3.789,94	0,05	12.803,70	0,08	5,14
1,00 EI/L	274.212,60	8.103,54	0,11	31.803,60	0,19	5,44
1,80 EI/L	501.809,06	18.421,90	0,26	47.390,60	0,29	5,70
10,00 EI/L	2.742.125,98	44.835,40	0,63	129.233,00	0,78	6,44
Chapa	5.488.620,01	60.817,20	0,85	137.877,00	0,84	6,74
25,00 EI/L	6.855.314,96	63.383,90	0,89	141.509,00	0,86	6,84
30,00 EI/L	8.226.377,95	63.687,00	0,89	146.724,00	0,89	6,92
50,00 EI/L	13.710.629,92	65.226,30	0,91	155.775,00	0,94	7,14
100,00 EI/L	27.421.259,84	65.866,50	0,92	163.580,00	0,99	7,44
1.000,00 EI/L	274.212.598,43	71.382,20	1,00	164.047,00	0,99	8,44
-	RIGIDO CONV.	71.444,50	-	164.931,00	-	-

Fonte: Desenvolvido pela autora

Figura 45 - Gráfico m^* x log R_{ki} em HIGAKI (2014) para elemento 9

Fonte: Desenvolvido pela autora

Figura 46 - Gráfico $m^* \times \log R_{ki}$ em HIGAKI (2014) para elemento 20

Fonte: Desenvolvido pela autora

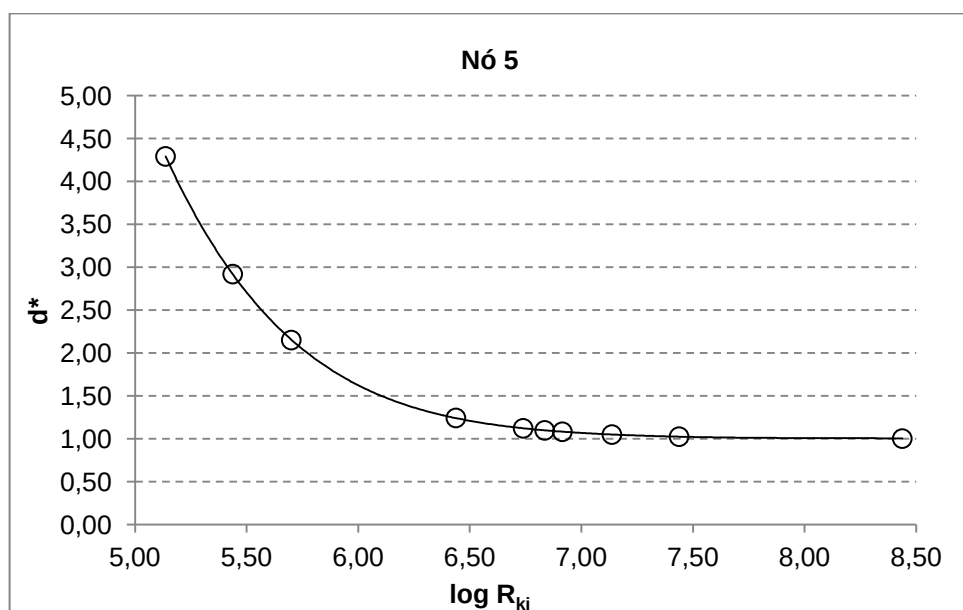
A Tabela 15 apresenta os resultados dos deslocamentos horizontais no topo do pórtico (nó 5) e os resultados de d^* (relação entre o deslocamento horizontal do nó 5 considerando a rigidez rotacional inicial da ligação e o deslocamento no mesmo nó considerando a ligação rígida convencional), para as mesmas rigidezes mencionadas na Tabela 14. Pode-se observar na Tabela 15 e no gráfico $d^* \times \log R_{ki}$ da Figura 47 que o valor do deslocamento horizontal considerando a rigidez da ligação na análise elástica em 2ª ordem tende para o valor do deslocamento horizontal considerando o comportamento rígido convencional à medida que a rigidez inicial da ligação aumenta. Nota-se que, para as ligações com rigidez inicial $R_{ki} \geq 10^{7,14}$ kN.cm/rad, os deslocamentos estão dentro dos limites entre $1,0 \leq d^* \leq 1,1$.

Analisando os resultados de m^* e d^* , pode-se considerar que as ligações que apresentam rigidezes superiores a $10^{7,14}$ kN.cm/rad, poderiam ser classificadas como rígida.

Tabela 15 - Cálculo de d^* em HIGAKI (2014)

Nome	R_{ki} (kN.cm/rad)	Deslocamento (5) (cm)	d^* (5)	$\log R_{ki}$ (kN.cm/rad)
0,5 EI/L	137.106,30	5,95	4,29	5,14
1,00 EI/L	274.212,60	4,05	2,92	5,44
1,80 EI/L	501.809,06	2,98	2,15	5,70
10,00 EI/L	2.742.125,98	1,72	1,24	6,44
Chapa	5.488.620,01	1,55	1,12	6,74
25,00 EI/L	6.855.314,96	1,52	1,10	6,84
30,00 EI/L	8.226.377,95	1,50	1,08	6,92
50,00 EI/L	13.710.629,92	1,45	1,05	7,14
100,00 EI/L	27.421.259,84	1,42	1,02	7,44
1.000,00	274.212.598,43	1,39	1,00	8,44
-	RIGIDO CONV.	1,39	-	-

Fonte: Desenvolvido pela autora

Figura 47 - Gráfico $d^* \times \log R_{ki}$ HIGAKI (2014) para nó 5

Fonte: Desenvolvido pela autora

3.4.1.1.5 Resultados de m^* e d^* em OLIVEIRA (2015)

A Tabela 16 apresenta os valores da rigidez rotacional e os valores encontrados de m^* para ligações (elementos 9 e 20) estudada por Oliveira (2015) e algumas ligações “fictícias” cuja rigidez inicial foi obtida em função da rigidez da viga.

Analisando-se os valores de m^* , pode-se observar que a transmissão de momento fletor da viga para o pilar é superior a 90% quando a rigidez da ligação é maior que $10^{7,36}$ kNcm/rad.

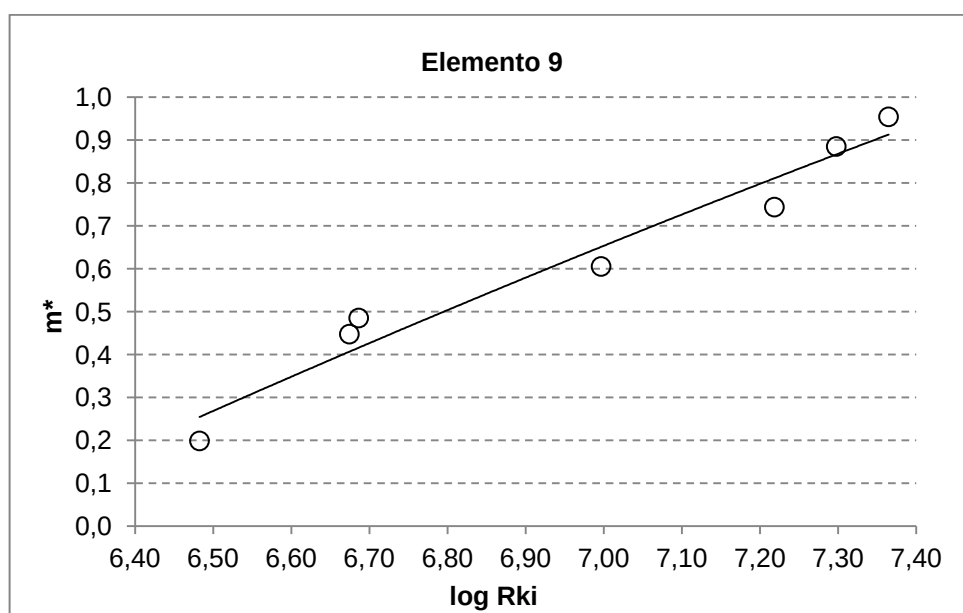
As Figuras 48 e 49 mostram os resultados da distribuição de $m^* \cdot \log_{10} R_{ki}$, obtidos para a Análise I, mostrando novamente a tendência da curva $m^* \times \log R_{ki}$ a se tornar horizontal quando m^* se aproxima da unidade.

Tabela 16 - Cálculo de m^* em OLIVEIRA (2015)

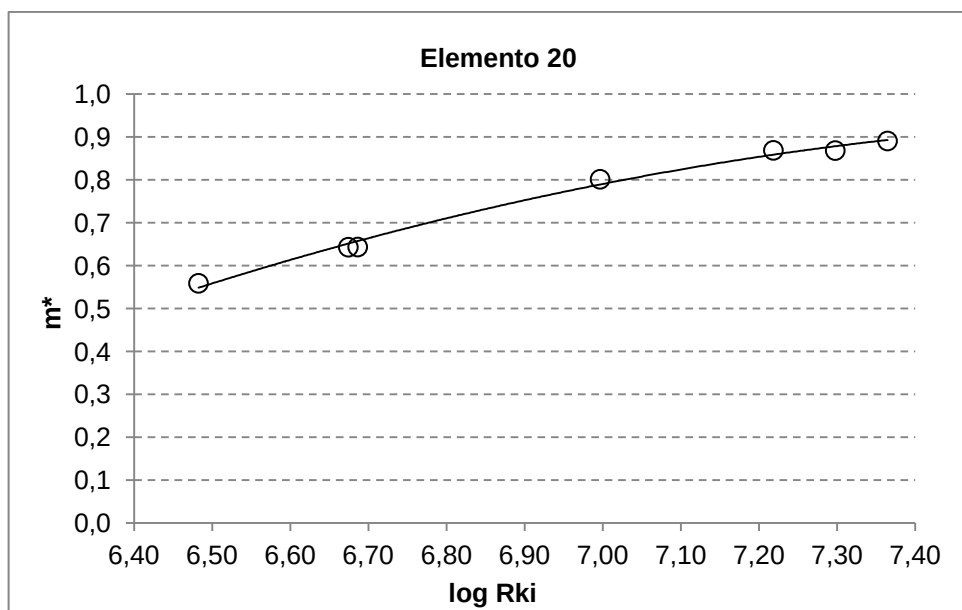
Nome	R_{ki} (kN.cm/rad)	Momento (9) (kN.cm)	m^* (9)	Momento (20) (kN.cm)	m^* (20)	$\log R_{ki}$ (kN.cm/rad)
#6,25	3.038.623,10	45.952,70	0,20	760.710,00	0,56	6,48
#15,88	4.726.337,93	103.607,00	0,45	875.298,00	0,64	6,67
#25,40	4.858.294,69	112.319,00	0,49	875.798,00	0,64	6,69
15,00 EI/L	9.925.688,98	140.133,00	0,61	1.090.720,00	0,80	7,00
25,00 EI/L	16.542.814,96	172.180,00	0,74	1.182.430,00	0,87	7,22
30,00 EI/L	19.851.377,95	204.912,00	0,88	1.181.800,00	0,87	7,30
35,00 EI/L	23.159.940,94	220.920,00	0,95	1.212.120,00	0,89	7,36
-	RIGIDO CONV.	231.554,00	-	1.360.530,00	-	-

Fonte: Desenvolvido pela autora

Figura 48 - Gráfico $m^* \times \log R_{ki}$ em OLIVEIRA (2015) para elemento 9



Fonte: Desenvolvido pela autora

Figura 49 - Gráfico $m^* \times \log R_{ki}$ em OLIVEIRA (2015) para elemento 20

Fonte: Desenvolvido pela autora

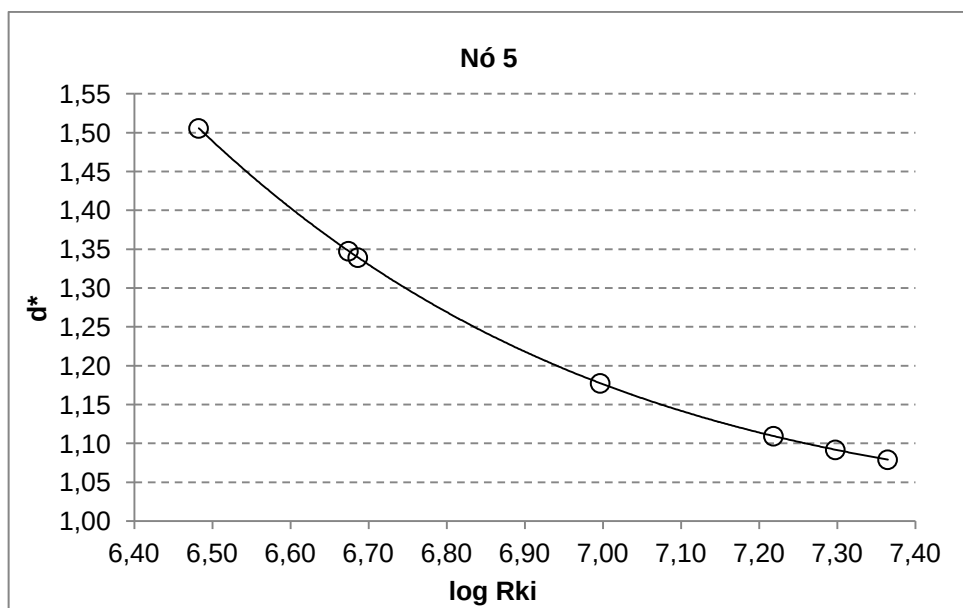
A Tabela 17 apresenta os resultados dos deslocamentos horizontais no topo do pórtico (nó 5) e os resultados de d^* para as mesmas rigidezes mencionadas na Tabela 16. Conforme os resultados obtidos para o deslocamento horizontal no topo da estrutura apresentados na Tabela 17 e observando o comportamento da curva do gráfico $d^* \times \log R_{ki}$ da Figura 50, as ligações que apresentam rigidez inicial R_{ki} igual ou superior a $10^{7,36}$ kN.cm/rad, poderiam ser classificadas como rígida.

Tabela 17 - Cálculo de d^* em OLIVEIRA (2015)

Nome	R_{ki} (kN.cm/rad)	Deslocamento (5) (cm)	d^* (5)	$\log R_{ki}$ (kN.cm/rad)
#6,25	3.038.623,10	0,449	1,506	6,48
#15,88	4.726.337,93	0,402	1,348	6,67
#25,40	4.858.294,69	0,399	1,339	6,69
15,00 EI/L	9.925.688,98	0,351	1,177	7,00
25,00 EI/L	16.542.814,96	0,331	1,109	7,22
30,00 EI/L	19.851.377,95	0,326	1,092	7,30
35,00 EI/L	23.159.940,94	0,322	1,079	7,36
-	RIGIDO CONV.	0,298	-	-

Fonte: Desenvolvido pela autora

Figura 50 - Gráfico $d^* \times \log R_{ki}$ OLIVEIRA (2015) para nó 5

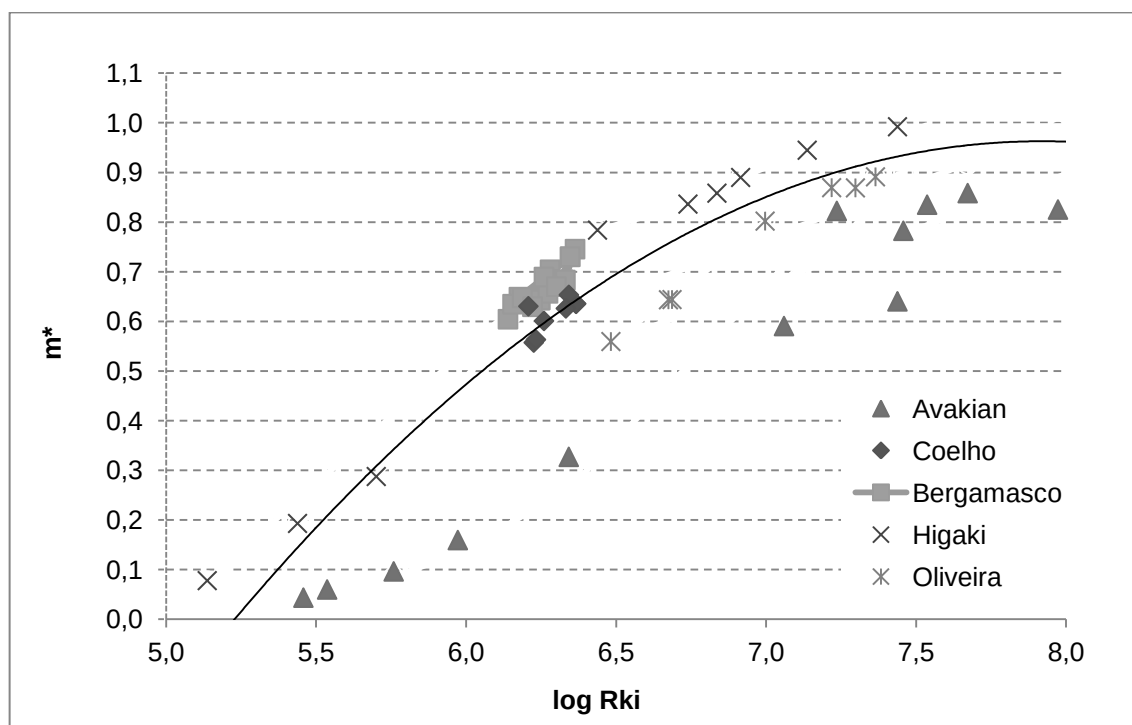


Fonte: Desenvolvido pela autora

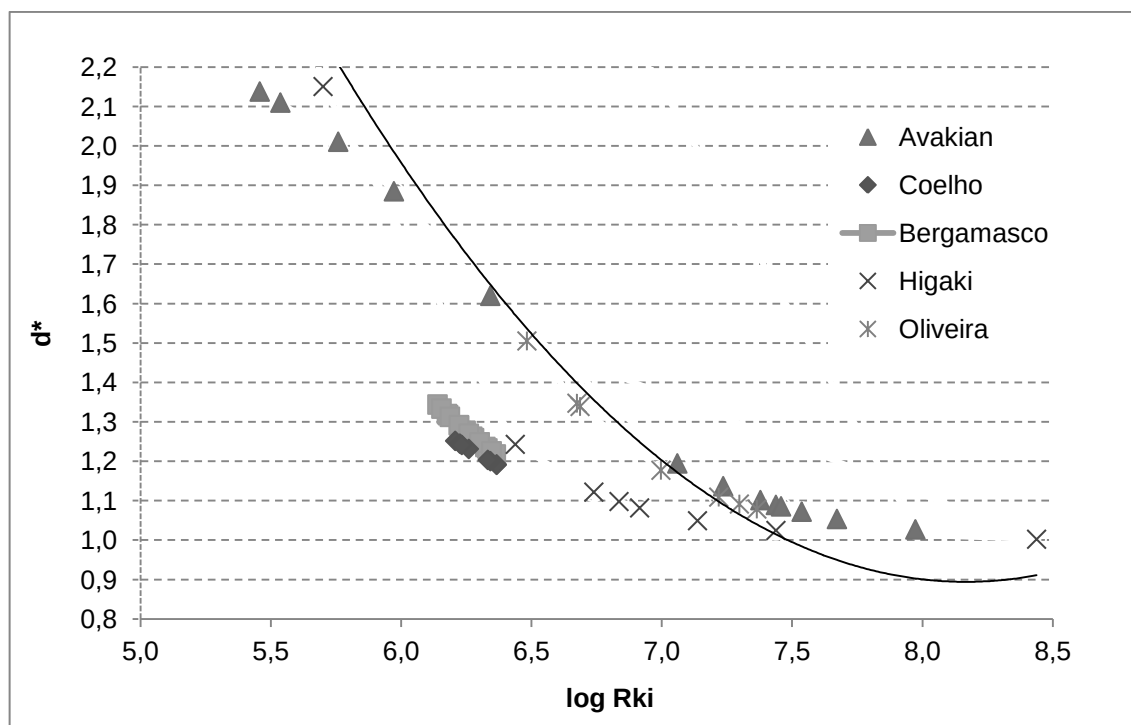
3.4.1.1.6 Conclusões para limite superior

As Figuras 51 e 52 mostram a distribuição de $m^* - \log_{10} R_{ki}$ e $d^* - \log_{10} R_{ki}$ com todas as ligações descritas anteriormente.

.Figura 51 - Gráfico resumo de $m^* \times \log R_{ki}$ para elemento 20



Fonte: Desenvolvido pela autora

Figura 52 - Gráfico resumo de $d^* \times \log R_{ki}$ para o nó 5

Fonte: Desenvolvido pela autora

Na análise comparativa dos resultados de m^* e d^* e dos comportamentos das curvas $m^* \times \log R_{ki}$ e $d^* \times \log R_{ki}$ para todos os autores estudados definiu-se uma rigidez rotacional inicial R_{ki} igual a $10^{7,4}$ kN.cm/rad como limite superior entre as ligações rígidas e semirrígidas. Portanto, este resultado leva a uma conclusão geral de que a rigidez inicial mínima R_{ki} para uma ligação rígida pode ser considerada como sendo igual a 25.000.000 kN.cm/rad. No caso do gráfico de $d^* \times \log R_{ki}$, ao contrário de $m^* \times \log R_{ki}$, os deslocamentos do pórtico são distribuídos em ordem decrescente ao aumento da rigidez inicial, mas as características básicas do padrão de distribuição permanecem os mesmos com relação à distribuição de momentos da ligação. Isto é, as ligações com rigidez rotacional inicial R_{ki} iguais ou superiores a $10^{7,4}$ kN.cm/rad são agrupados na região $1,0 \leq d^* \leq 1,1$.

3.4.1.2 Rigidez inicial máxima de ligações rotuladas

3.4.1.2.1 Resultados de m^* e d^* em PINHEIRO e SILVEIRA apud SILVA (2010)

A rigidez inicial mínima de ligações semirrígidas (isto é, a rigidez inicial máxima das ligações rotuladas) foi obtida a partir da comparação entre os resultados analisados do momento fletor solicitante nas ligações com cantoneiras simples na

alma com o resultado do momento fletor solicitante considerando a ligação completamente rígida. Além disso, também foi analisada a flecha no meio do vão da viga em comparação com a flecha considerando a ligação idealmente rotulada. A partir da ligação de Pinheiro e Silveira *apud* Silva (2010), algumas ligações “fictícias”, com rigidez inicial inferiores àquela da ligação real, foram analisadas e os resultados inseridos na Tabela 18.

Assumindo como rotulada uma ligação cuja transmissão de momento fletor seja igual ou inferior a 10% do momento fletor da ligação considerada como rígida convencional, a rigidez inicial mínima para ligações semirrígidas pode ser considerada igual a $10^{5,70}$ kN.cm/rad, conforme os resultados de m^* apresentados na Tabela 18.

Tabela 18 - Cálculo de m^* em PINHEIRO e SILVEIRA *apud* SILVA (2010)

Nome	R_{ki} (kN.cm/rad)	Momento (9) (kN.cm)	m^* (9)	Momento (20) (kN.cm)	m^* (20)	$\log R_{ki}$ (kN.cm/rad)
Cantoneira	542.324,54	31.661,30	0,14	166.286,00	0,12	5,73
0,76 EI/L	500.000,00	31.131,90	0,13	142.521,00	0,10	5,70
0,66 EI/L	440.000,00	25.181,70	0,11	120.056,00	0,09	5,64
0,54 EI/L	360.000,00	20.849,10	0,09	115.173,00	0,08	5,56
0,42 EI/L	280.000,00	11.608,80	0,05	97.687,10	0,07	5,45
0,30 EI/L	200.000,00	5.615,54	0,02	73.824,10	0,05	5,30
-	RIGIDO CONV.	231.554,00		1.360.530,00		-

Fonte: Desenvolvido pela autora

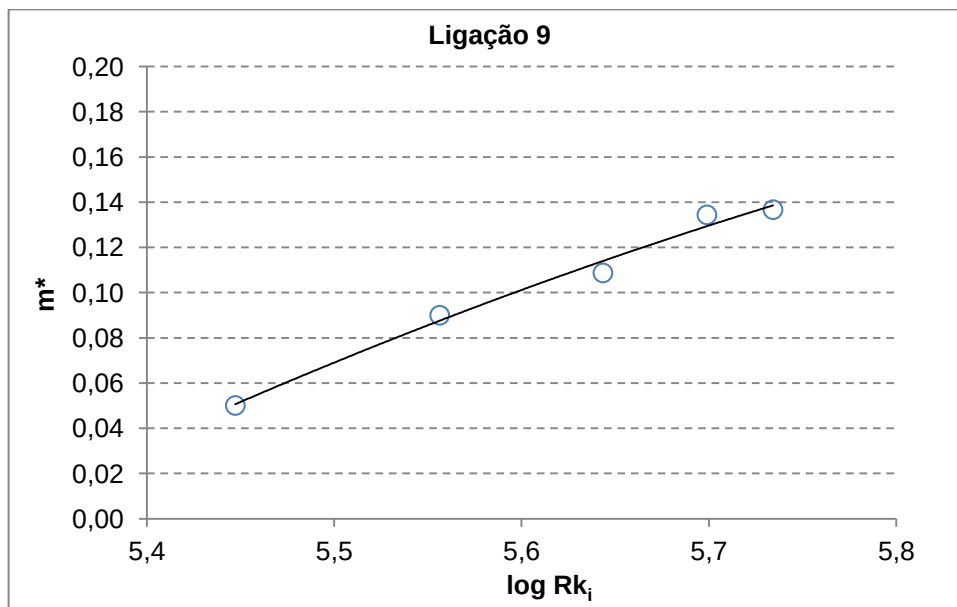
As Figuras 53 e 54 mostram os resultados da distribuição de $m^* \times \log_{10} R_{ki}$, obtidos para a Análise II, para as ligações dos elementos 9 e 20.

A Tabela 19 apresenta os resultados da flecha no meio do vão da viga do primeiro andar do pórtico (nó 13) e os resultados da relação entre a flecha do nó 13 considerando a rigidez rotacional inicial da ligação nas extremidades da viga e a flecha no mesmo nó considerando a ligação idealmente rotulada (d^*). Pode-se observar na Tabela 19 e no gráfico $d^* \times \log R_{ki}$ da Figura 55 que, à medida que a rigidez inicial diminui, a flecha no meio do vão aumenta, tendendo para o valor da flecha quando a ligação é idealmente rotulada.

Assumindo como rotulada a ligação que produz uma flecha no meio do vão igual ou superior a 80% da flecha considerando as ligações idealmente rotuladas nas extremidades da viga, a rigidez inicial mínima para ligações semirrígidas pode ser

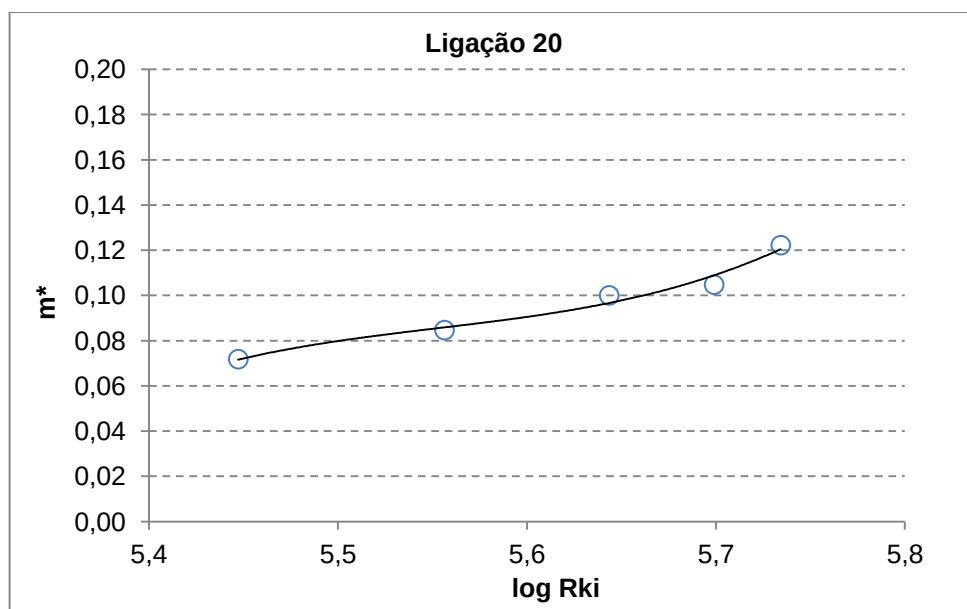
considerada igual a $10^{5,64}$ kN.cm/rad, conforme os resultados apresentados na Tabela 19 para d^* .

Figura 53 - Gráfico $m^* \times \log R_{ki}$ em PINHEIRO e SILVEIRA *apud* SILVA (2010) para elemento 9



Fonte: Desenvolvido pela autora

Figura 54 - Gráfico $m^* \times \log R_{ki}$ em PINHEIRO e SILVEIRA *apud* SILVA (2010) para elemento 20

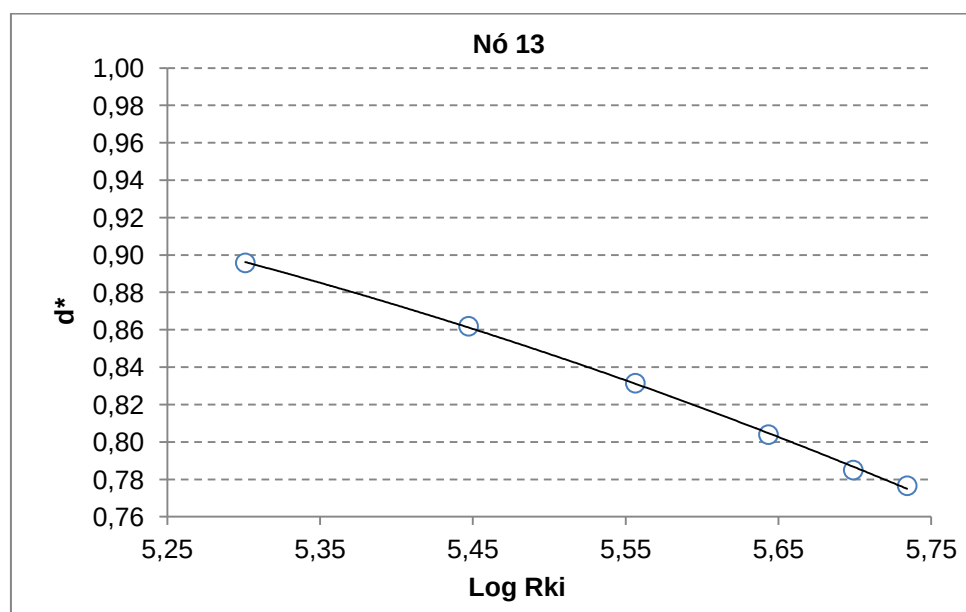


Fonte: Desenvolvido pela autora

Tabela 19 - Cálculo de d^* em PINHEIRO e SILVEIRA *apud* SILVA (2010)

Nome	R_{ki} (kN.cm/rad)	Flecha (13) (cm)	d^* (13)	$\log R_{ki}$ (kN.cm/rad)
Cantoneira	542.324,54	2,33	0,78	5,73
0,76 EI/L	500.000,00	2,37	0,79	5,70
0,66 EI/L	440.000,00	2,41	0,80	5,64
0,54 EI/L	360.000,00	2,49	0,83	5,56
0,42 EI/L	280.000,00	2,58	0,86	5,45
0,30 EI/L	200.000,00	2,69	0,90	5,30
-	RÓTULA CONV.	3,00	-	-

Fonte: Desenvolvido pela autora

Figura 55 - Gráfico $d^* \times \log R_{ki}$ em PINHEIRO e SILVEIRA *apud* SILVA (2010) para nó 13

Fonte: Desenvolvido pela autora

3.4.1.2.2 Conclusões para limite Inferior

Na análise comparativa dos resultados de m^* e d^* e dos comportamentos das curvas $m^* \times \log R_{ki}$ e $d^* \times \log R_{ki}$, definiu-se uma rigidez rotacional inicial R_{ki} igual a $10^{5,70}$ kN.cm/rad como limite inferior entre as ligações semirrígidas e rotuladas. Portanto, este resultado leva a uma conclusão geral de que a rigidez inicial máxima R_{ki} para uma ligação rotulada pode ser considerada como sendo 500.000 kN.cm/rad.

3.4.1.3 Limites de classificação quanto à rigidez

Após as análises de todas as ligações, os limites quanto à rigidez ficaram definidos conforme o Quadro 5.

Quadro 5 - Limites de classificação quanto á rigidez

Classificação	Limites
Rígido	Rigidez inicial maior que $10^{7,40}$
Semirrígido	Rigidez inicial igual ou entre $10^{7,40}$ e $10^{5,70}$
Rotulado	Rigidez inicial menor que $10^{5,70}$

Fonte: Desenvolvido pela autora

3.4.2 Classificação quanto à resistência

A classificação quanto à resistência é feita considerando o comportamento final dos pórticos semirrígidos, pelos resultados da carga última e do deslocamento lateral dos pórticos obtidos da análise elastoplástica em teoria de 2ª ordem no programa de Lavall (1996) e adaptado por Silva (2010).

O comportamento não linear das ligações é adotado no estudo da classificação quanto à resistência, isto é, tanto a rigidez inicial quanto capacidade de momento último M_u da ligação devem ser considerados na análise.

3.4.2.1 Resistência em ligações idealmente rígidas

Para classificar as ligações como rígidas o EN 1993-1-8 (2005) considera somente a resistência última dos pórticos e segue o seguinte critério:

$$\Delta P = \frac{(P_{ur} - P_{us})}{P_{ur}} \leq 0,05 \quad (33)$$

Onde P_{ur} , P_{us} são as resistências últimas, respectivamente, de pórticos rígidos e semirrígidos.

Os critérios expressos pela Eq. (33), no entanto, podem não ser suficientes, já que o deslocamento dos pórticos no estado limite final não é refletido. Por isso, baseando-se no artigo de Goto *et al.* (1996), os critérios de classificação que levam

em consideração de ambos os fatores, carga última e deslocamento lateral, no estado limite último, são considerados conforme a Eq. (34):

$$\Delta_u = \sqrt{\left[\frac{(P_{ur} - P_{us})}{P_{ur}}\right]^2 + \left[\frac{(u_{ur} - u_{us})}{u_{ur}}\right]^2} \leq \sqrt{(0,05)^2 + (0,05)^2} \cong 0,07 \quad (34)$$

Onde u_{ur} e u_{us} , são os deslocamentos finais, respectivamente, das estruturas rígidas e semirrígidas.

Com base nos critérios de classificação dados pela Eq. (34), os limites de capacidade de momento último das ligações entre as regiões rígidas e semirrígidas são determinados neste trabalho. Assim, para valores de Δ_u iguais ou inferiores a 0,07, a ligação é considerada totalmente resistente. Para valores superiores, a ligação é considerada parcialmente resistente.

3.4.2.1.1 Determinação do valor limite da capacidade de momento último da ligação

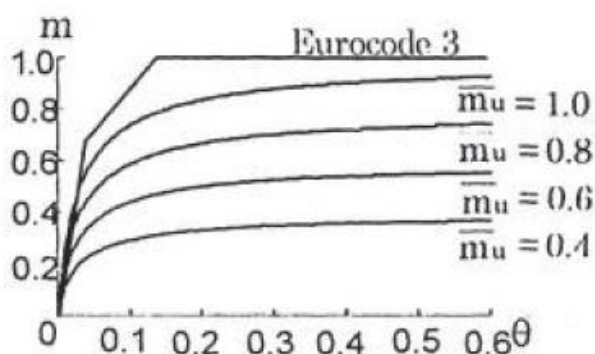
Para a classificação da capacidade momento da ligação, introduziu-se o momento adimensional definido como:

$$\bar{m}_u = \frac{M_u}{M_p} \quad (35)$$

Onde M_p denota o momento plástico da viga.

Assim, as curvas da ligação podem ser consideradas com base no modelo de três parâmetros, regidas pelo parâmetro $\bar{m}_u$, como por exemplo, as curvas para $\bar{m}_u$ variando de 0,4 a 1, apresentadas na Figura 56, por curvas experimentais, numéricas ou teóricas.

Figura 56 - Capacidade de $\bar{m}_u$ segundo EN 1993-1-8 (2005) e para ligações variando de 0,4 a 1,0



Fonte: Goto et al. (1996), p.8

As Tabelas 20 a 24 apresentam os valores da rigidez inicial, do momento resistente e de $\bar{m}_u$ (Eq. 35) para as ligações dos autores estudados anteriormente, bem como, os resultados numéricos obtidos pela análise elastoplástica em teoria de 2ª ordem, da carga última P_u e do deslocamento lateral no topo do pórtico (nó 5). O valor de Δ_u e a classificação quanto a resistência da ligação conforme o limite definido pela Eq. 34 também são apresentados nas Tabelas 20 a 24.

Tabela 20 – Parâmetros e resultados numéricos das ligações de AVAKIAN (2007)

Nome	R_{ki} (kN.cm/rad)	M_u (kN.cm)	$\bar{m}_u$	$P_u\%$	Desl. nó 5 (cm)	Δ_u ($\leq 0,07$)	Capacidade resistente
Com cantoneira	2.198.769	42692,90	0,79	208,00	1,26	0,226	Parcial
Com chapa	27.410.833	49340,00	0,92	225,50	1,02	0,043	Total
Rígido convencional	-	-	-	232,60	1,05	-	

Fonte: Desenvolvido pela autora

Tabela 21 – Parâmetros e resultados numéricos das ligações de COELHO *et al.* (2009)

Nome	R_{ki} (kN.cm/rad)	M_u (kN.cm)	$\bar{m}_u$	$P_u\%$	Desl. nó 5 (cm)	Δ_u ($\leq 0,07$)	Capacidade resistente
FS1a	1818182	14276	0,97	63,16	4,09	0,137	Parcial
FS2a	2325581	19306	1,31	62,83	3,65	0,013	Total
FS3a	2325581	20291	1,37	62,83	3,65	0,013	Total
FS4a	1612903	18532	1,26	62,85	3,68	0,021	Total
FS1b	1680672	16117	1,09	63,09	4,00	0,112	Parcial
FS2b	2200220	19731	1,34	62,84	3,66	0,017	Total
FS3b	2150538	21435	1,45	62,84	3,66	0,017	Total
FS4b	1709402	18767	1,27	62,85	3,68	0,021	Total
Rígido convencional	-	-	-	62,80	3,60	-	

Fonte: Desenvolvido pela autora

Tabela 22 – Parâmetros e resultados numéricos das ligações de BERGAMASCO (2012)

Nome	R_{ki} (kN.cm/rad)	M_u (kN.cm)	$\bar{m}_u$	$P_u\%$	Desl. nó 5 (cm)	Δu ($\leq 0,07$)	Capacidade resistente
#9,5- ϕ 12,5	1.515.152	9000	0,28	44,80	1,31	0,401	Parcial
#12,5- ϕ 12,5	1.764.706	9600	0,30	46,20	1,47	0,320	Parcial
#16- ϕ 12,5	1.904.762	10190	0,32	47,40	1,42	0,335	Parcial
#19- ϕ 12,5	2.000.000	10600	0,33	48,40	1,50	0,294	Parcial
#22,5- ϕ 12,5	2.105.263	10800	0,34	48,80	1,52	0,284	Parcial
#25- ϕ 12,5	2.222.222	11000	0,34	49,20	1,51	0,290	Parcial
#9,5- ϕ 16	1.500.000	12200	0,38	47,40	1,42	0,335	Parcial
#12,5- ϕ 16	1.666.667	13900	0,43	50,90	1,90	0,101	Parcial
#16- ϕ 16	1.764.706	15000	0,47	51,00	1,95	0,078	Parcial
#19- ϕ 16	1.875.000	16400	0,51	51,10	1,99	0,056	Total
#22,5- ϕ 16	2.000.000	16000	0,50	51,10	1,96	0,070	Parcial
#25- ϕ 16	2.142.857	15600	0,49	51,10	1,96	0,071	Parcial
#31,5- ϕ 16	2.307.962	15800	0,49	51,10	1,96	0,072	Parcial
#9,5- ϕ 19	1.379.310	15050	0,47	50,70	1,99	0,059	Total
#12,5- ϕ 19	1.428.571	17500	0,54	51,00	1,93	0,087	Parcial
#16- ϕ 19	1.538.462	18600	0,58	51,10	1,96	0,071	Parcial
#19- ϕ 19	1.666.667	20150	0,63	50,90	1,89	0,104	Parcial
#22,5- ϕ 19	1.818.182	22180	0,69	51,10	1,95	0,076	Parcial
#25- ϕ 19	2.000.000	22050	0,69	51,20	2,03	0,041	Total
#31,5- ϕ 19	2.222.222	20250	0,63	51,20	2,02	0,046	Total
Rígido convencional	-	-	-	51,27	2,11	-	

Fonte: Desenvolvido pela autora

Tabela 23 – Parâmetros e resultados numéricos das ligações de HIGAKI (2014)

Nome	R_{ki} (kN.cm/rad)	M_u (kN.cm)	$\bar{m}_u$	$P_u\%$	Desl. nó 5 (cm)	Δu ($\leq 0,07$)	Capacidade resistente
Chapa	5.488.620	12000	0,37	55,08	7,96	0,487	Parcial
Rígido convencional	-	-	-	55,58	5,35	-	

Fonte: Desenvolvido pela autora

Tabela 24 – Parâmetros e resultados numéricos das ligações de OLIVEIRA (2015)

Nome	R_{ki} (kN.cm/rad)	M_u (kN.cm)	$\bar{m}_u$	$P_u\%$	Desl. nó 5 (cm)	Δu ($\leq 0,07$)	Capacidade resistente
# 6,35	3.038.623	3906,15	0,12	94,22	141,14	55,992	Parcial
# 15,88	4.155.475	20559,57	0,64	121,14	74,61	29,129	Parcial
# 25,40	4.559.498	30170,02	0,94	136,88	27,09	9,938	Parcial
Rígido convencional	-	-	-	138,56	2,48	-	

Fonte: Desenvolvido pela autora

Analisando os resultados das Tabelas 20 a 24, pode-se observar que, com exceção das ligações FS1a e FS1b de Coelho *et al.* (2009), as ligações que possuem capacidade de momento último acima de 90% do momento de plastificação da viga, apresentaram valores de Δu menores que o limite de 0,07. Portanto, a ligação com chapa de extremidade com enrijecedores na alma de Avakian (2007) e as ligações FS2a, FS3a, FS4a, FS2b, FS3b, FS4b de Coelho *et al.* (2009) podem ser consideradas como ligações totalmente resistentes. As ligações nomeadas #19- $\phi 16$, #9,5- $\phi 19$, #25- $\phi 19$ e #31,5- $\phi 19$ de Bergamasco (2012) apresentaram valores de Δu menores que o limite de 0,07, mesmo apresentando capacidade de momento último inferiores a 70% do momento de plastificação da viga. Logo, essas ligações não tiveram influência na escolha do limite de resistência superior da curva de classificação.

Mediante a esses resultados, optou-se por considerar o parâmetro de $\bar{m}_u$ igual a unidade como sendo o limite entre as ligações totalmente resistentes e parcialmente resistentes, ou seja, para a capacidade resistente da ligação igual a 100% do momento de plastificação da viga, define-se a fronteira entre estes dois comportamentos.

3.4.2.2 Resistência em ligações idealmente rotuladas

Analogamente, para classificar as ligações como rotuladas, a influência da carga última e do deslocamento no estado limite último são considerados conforme a Eq. (36).

$$\Delta_u = \sqrt{\left[\frac{(P_{us} - P_{urot})}{P_{urot}}\right]^2 + \left[\frac{(u_{urot} - u_{us})}{u_{urot}}\right]^2} \leq \sqrt{(0,10)^2 + (0,10)^2} \cong 0,14 \quad (36)$$

Onde P_{urot} e u_{urot} , são a carga última e o deslocamento final, respectivamente, da estrutura com ligações idealmente rotuladas entre a viga e o pilar.

Com base nos critérios de classificação dados pela Eq. (36), os limites de capacidade de momento último das ligações entre as regiões semirrígidas e rotuladas são determinados. Assim, para valores de Δ_u iguais ou inferiores a 0,14, a ligação é considerada rotulada. Para valores superiores, a ligação é considerada parcialmente resistente.

A Tabela 25 apresenta os valores da rigidez inicial, do momento resistente e de $\bar{m}_u$ (Eq. (36)) para a ligação de Pinheiro e Silveira *apud* Silva (2010) e de algumas ligações fictícias, os resultados numéricos, obtidos pela análise elastoplástica em teoria de 2ª ordem, da carga última P_u e do deslocamento lateral no topo do pórtico (nó 5), bem como os valores de Δ_u e a região de classificação definido pela Eq. (36).

Tabela 25 – Parâmetros e resultados numéricos da ligação de PINHEIRO e SILVEIRA *apud* SILVA (2010) e de ligações fictícias

Nome	R_{ki} (kN.cm/rad)	M_u (kN.cm)	$\bar{m}_u$	Pu%	Desl. nó 5 (cm)	Δ_u (≤0,14)	Capacidade resistente
Cantoneira simples	542.325,54	1.518	0,05	76,00	4,763	0,072	Rotulada
Ligação 1	500.000,00	3.120	0,10	78,50	5,088	0,087	Rotulada
Ligação 2	500.000,00	4.822	0,15	82,00	5,123	0,136	Rotulada
Ligação 3	500.000,00	6.280	0,20	84,80	5,108	0,174	Parcial
Idealmente rotulado	-	-	-	72,30	5,015	-	

Fonte: Desenvolvido pela autora

Para as ligações fictícias, foi considerado o comportamento bilinear com rigidez rotacional inicial igual a $R_{ki}=10^{5,70}$ kN.cm/rad (limite inferior da rigidez definido na seção 3.4.1.3) e os momentos últimos variando de 5 a 20% do momento de plastificação da viga.

Analisando os resultados da Tabela 25, pode-se observar que, a ligação com cantoneira simples de Pinheiro e Silveira *apud* Silva (2010) situa-se na região rotulada, uma vez que o valor de Δ_u foi inferior ao limite de 0,14. Analisando-se as ligações fictícias, observa-se que aquelas que apresentam momento último resistente igual ou inferior a 15% do momento de plastificação da viga situam-se na região rotulada, uma vez que Δ_u foi menor que 0,14.

Diante desses resultados, optou-se por considerar o parâmetro de $\bar{m}_u$ igual a 0,15 como sendo o limite entre as ligações parcialmente resistentes e rotuladas, ou seja, para a capacidade resistente da ligação igual a 15% do momento de plastificação da viga, define-se a fronteira entre estes dois comportamentos.

3.4.2.3 Limites de classificação quanto à resistência

Após as análises de todas as ligações, os limites quanto à resistência ficaram definidos conforme o Quadro 6.

Quadro 6 - Limites de classificação quanto à resistência

Classificação	Limites
Rígido	$M_u=100\%M_p$
Rotulado	$M_u=15\%M_p$

Fonte: Desenvolvido pela autora

3.4.3 Limites

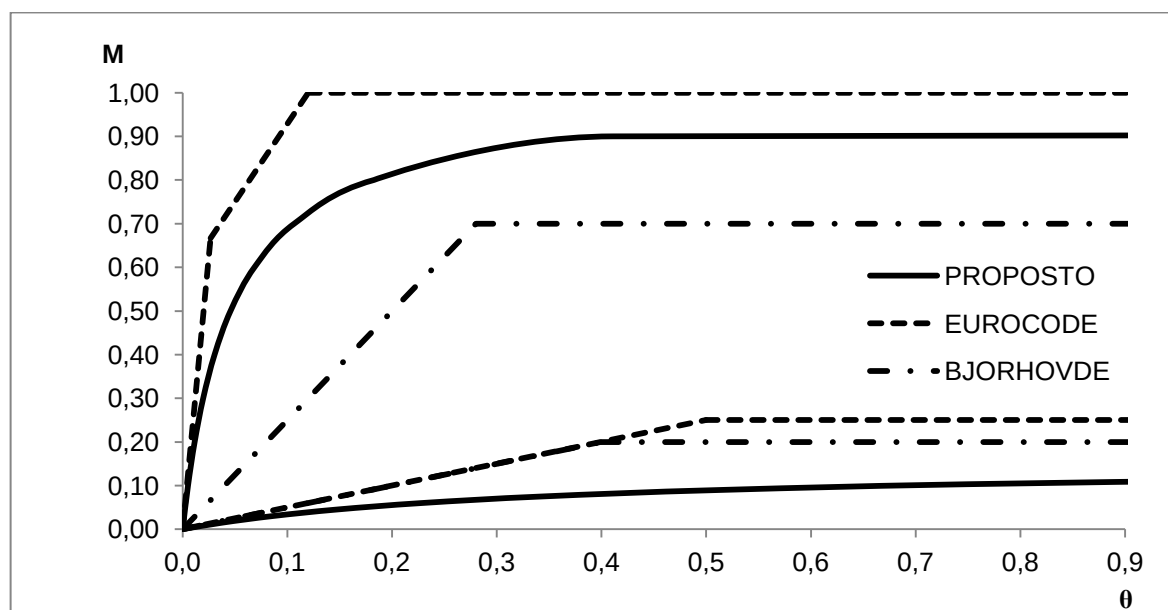
Um novo limite de classificação para ligações semirrígidas foi proposto. Para a construção do sistema de classificação considerou-se o comportamento das ligações nos pórticos para o estado limite último e de serviço. Tomando as ligações de cada autor, foi apresentado um procedimento para determinar os limites de rigidez rotacional e de resistência para as ligações e definir a fronteira entre os comportamentos rígido, semirrígido e rotulado.

3.4.4 Delimitação das curvas

Os limites das curvas foram desenvolvidos utilizando-se a equação de três parâmetros. Os parâmetros de rigidez e de resistência definidos nos Quadros 5 e 6 juntamente com o fator de forma tomado igual a 1 são inseridos na equação.

A fim de apresentar um comparativo geral dos limites definidos pelo presente trabalho com os limites definidos por Bjorhovde *et al.* (1990) e pela EN 1993-1-8 (2005), a forma adimensionalizada foi utilizada. Dessa forma, foi considerado o comprimento real da viga para os sistemas proposto e o europeu e o comprimento de referência igual a $5d$ para o sistema de Bjorhovde. As curvas estão representadas graficamente na Figura 57, delimitando as regiões rígida, semirrígida e rotulada.

Figura 57 - Comparativos adimensionais $M \times \theta$ segundo BJORHOVDE (1990), EUROCODE (2005) e proposta



Fonte: Desenvolvido pela autora

De acordo com a Figura 57, observa-se que a fronteira entre a região rígida e semirrígida do sistema de classificação proposto é menos restritiva (menos limitante) do que o limite da EN 1993-1-8 (2005) e mais restritiva do que o limite de Bjorhovde *et al.* (1990), tanto em termos de rigidez quanto em termos da capacidade de momento das ligações. Percebe-se que a fronteira entre rígido e semirrígido do sistema de classificação de Bjorhovde *et al.* (1990) não é tão rigorosa como a fronteira estabelecida pela EN 1993-1-8 (2005) e pelo sistema proposto. Isto porque,

a capacidade de momento necessária por estes dois são maiores em comparação com a capacidade de momento estabelecida por Bjorhovde *et al.* (1990). A capacidade de momento das ligações exigida por Bjorhovde é apenas 70% do momento de plastificação da viga ligada, enquanto a classificação da EN 1993-1-8 (2005) exige 100% desse momento fletor. Para o sistema de classificação proposto essa capacidade varia de forma não linear até 100% de M_p . Goto e Miyashita (1995) afirmam que devido a esta redução da capacidade de momento resistente, o limite especificado por Bjorhovde *et al.* (1995) pode não ser suficiente para assegurar o comportamento de pórticos rígidos em alguns casos.

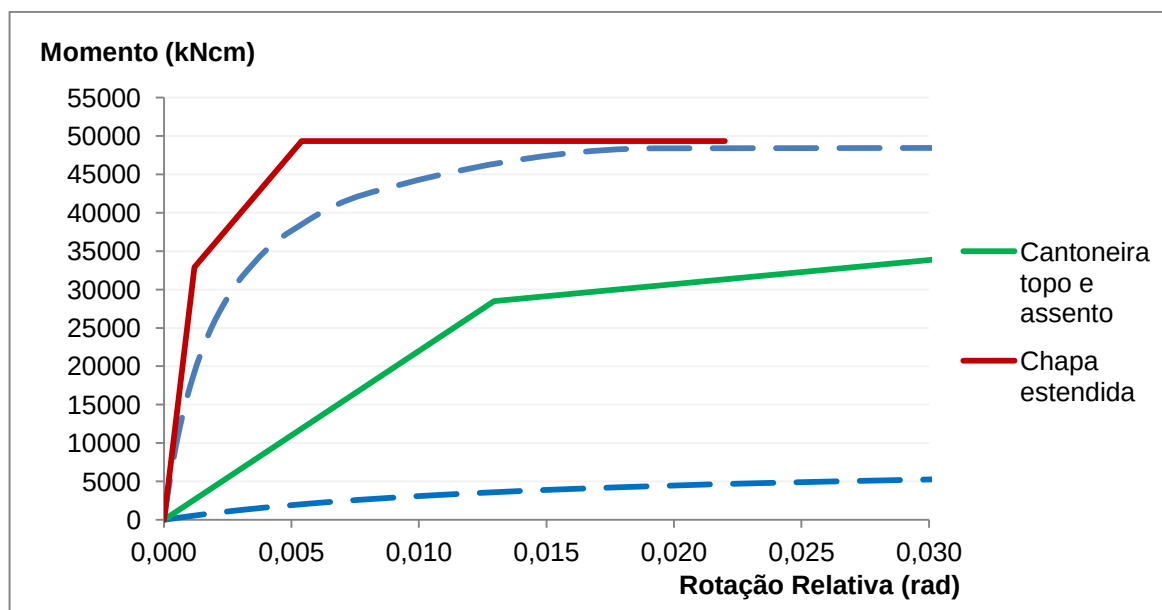
A fronteira entre a região semirrígida e a rotulada do sistema de classificação proposto é a mais restritiva quando comparada com a fronteira dos sistemas de classificação europeu e de Bjorhovde *et al.* (1990). O limite de capacidade de momento das ligações exigida pela EN 1993-1-8 (2005) é de 25% do momento de plastificação da viga ligada. Pelo sistema de classificação de Bjorhovde esse limite é considerado igual a 20% de M_p . Para o sistema de classificação proposto essa capacidade varia de forma não linear até o valor de 15% do momento plástico da viga.

3.4.5 Classificação por autor

Observando os limites propostos, as Figuras 58 a 63 apresentam a classificação dimensionalizada das ligações estudadas. Na classificação das ligações, a capacidade rotacional foi limitada a 0,03 rad, conforme a especificação americana ANSI/AISC 360 (2010), que considera esse limite adequado na ausência de uma análise mais acurada.

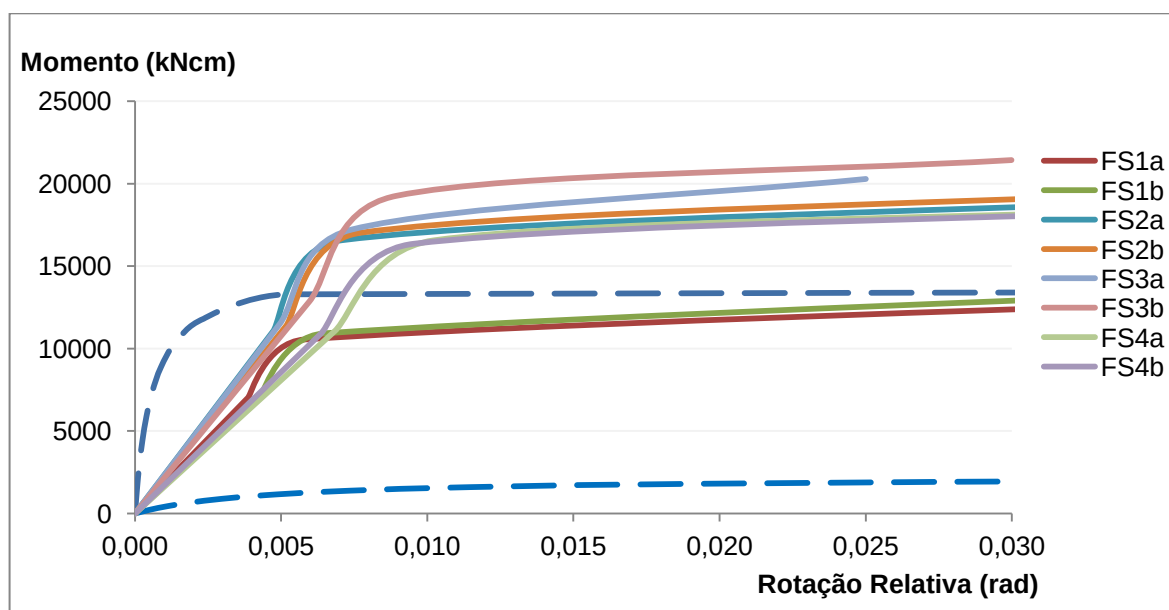
A ligação com chapa de extremidade estendida com enrijecedores no pilar de Avakian (2007) é classificada como rígida em termos de rigidez e totalmente resistente ao momento fletor em termos de resistência, enquanto que a ligação com cantoneira de topo e assento com dupla cantoneira na alma é classificada como semirrígida em termos de rigidez e parcialmente resistente em termos de resistência.

Figura 58 - Classificação em AVAKIAN (2007)



Fonte: Desenvolvido pela autora

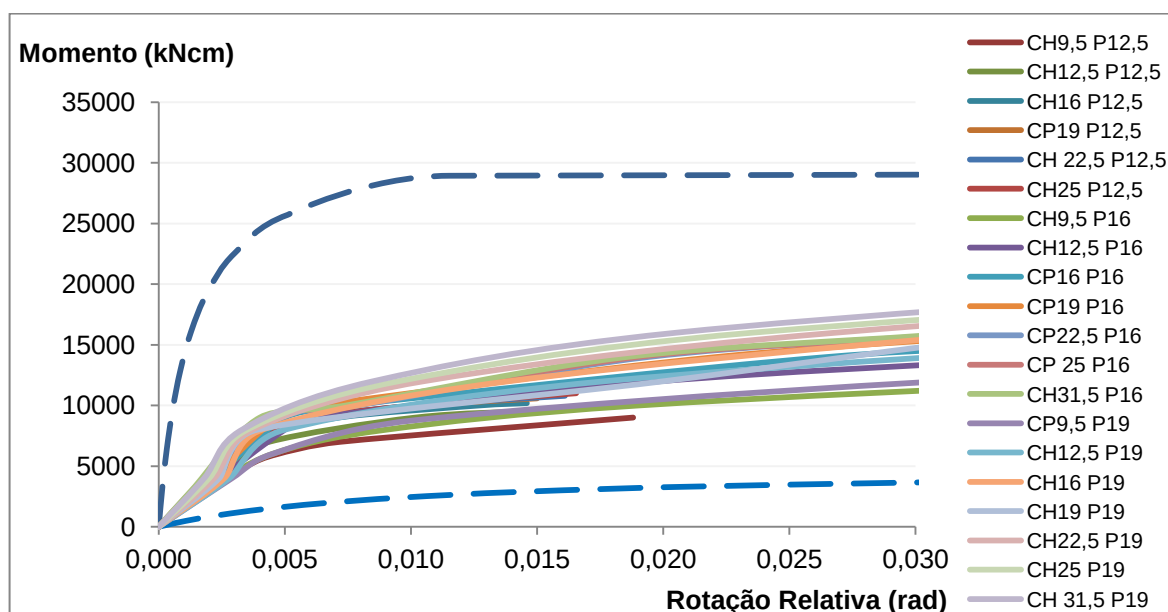
As ligações com chapa de extremidade estendida de Coelho *et al.* (2009) nomeadas como FS1a e FS1b são classificadas como semirrígidas em termos de rigidez e parcialmente resistente em termos de resistência ao momento fletor e as demais como semirrígidas em termos de rigidez e totalmente resistentes ao momento fletor, em termos de resistência.

Figura 59 - Classificação em COELHO *et al.* (2009)

Fonte: Desenvolvido pela autora

Todas as ligações com chapa de extremidade estendida de Bergamasco (2012) são classificadas como semirrígidas e parcialmente resistentes, em termos de rigidez e resistência, respectivamente.

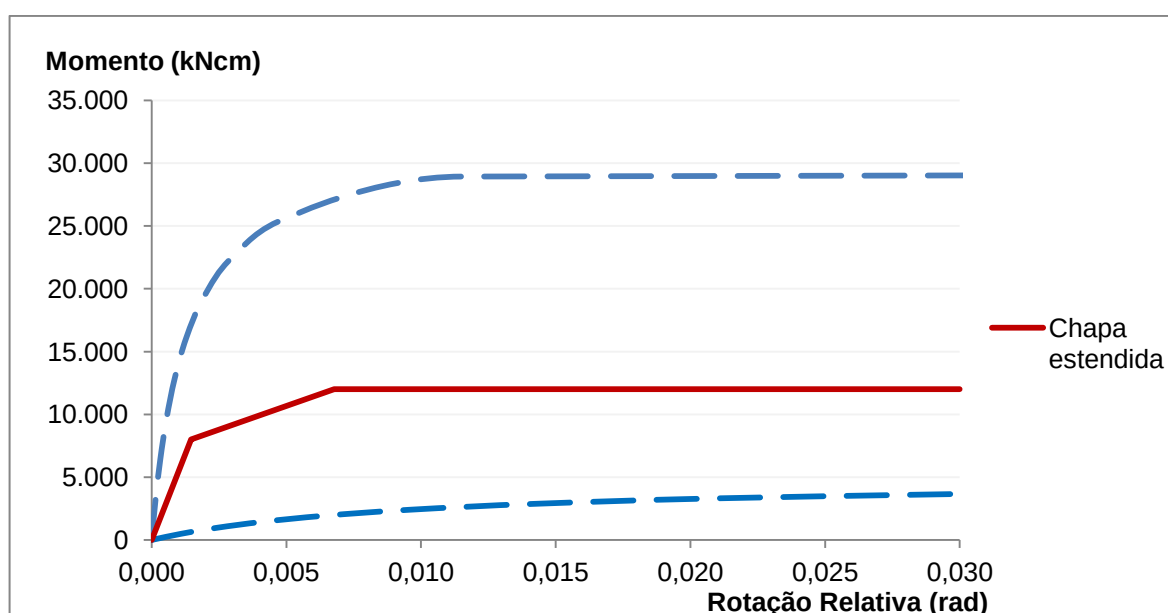
Figura 60 - Classificação em BERGAMASCO (2012)



Fonte: Desenvolvido pela autora

A ligação com chapa de extremidade estendida de Higaki (2014) é classificada como semirrígida em termos de rigidez e parcialmente resistente em termos de resistência ao momento fletor.

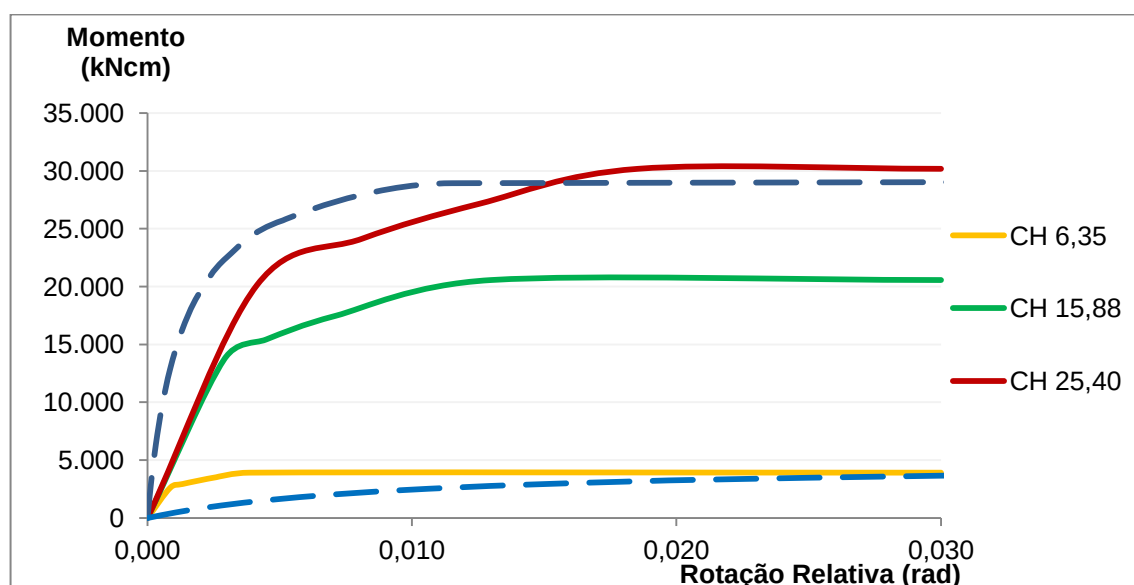
Figura 61 - Classificação em HIGAKI (2014)



Fonte: Desenvolvido pela autora

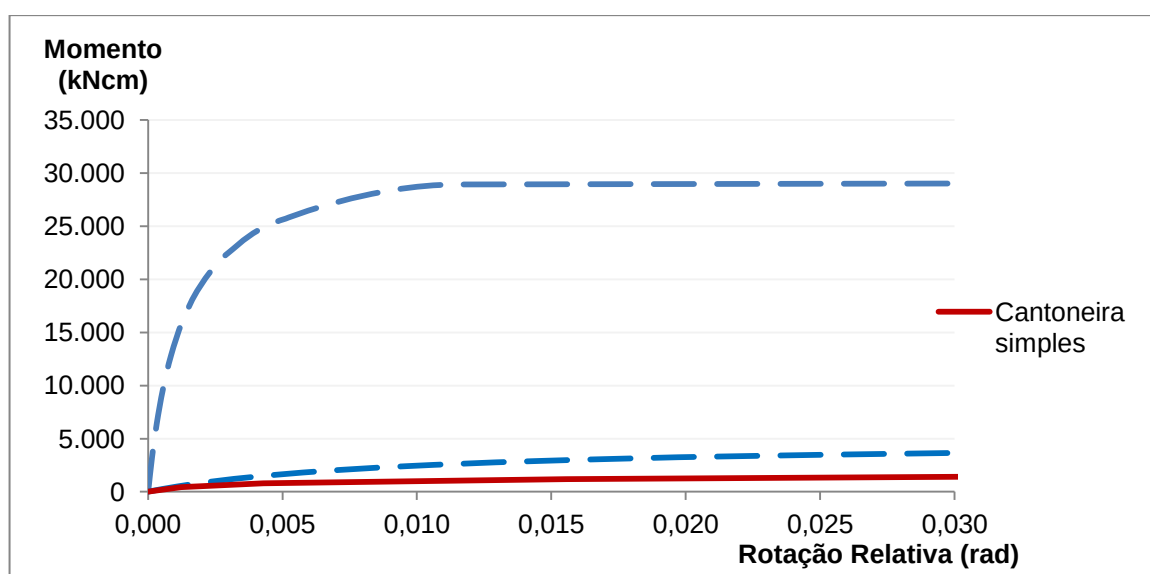
As ligações com chapa de extremidade estendida de Oliveira (2015) com espessura da chapa de 6,35mm e 15,88mm são classificadas como semirrígidas em termos de rigidez e parcialmente resistentes ao momento fletor, em termos de resistência e a ligação com espessura de chapa de 25,40mm é classificada como semirrígida em termos de rigidez e totalmente resistente ao momento fletor, em termos de resistência. A ligação com cantoneira simples de Pinheiro e Silveira *apud* Silva (2010) é classificada como rotulada, em termos de rigidez e resistência.

Figura 62 - Classificação em OLIVEIRA (2015)



Fonte: Desenvolvido pela autora

Figura 63 - Classificação em PINHEIRO e SILVEIRA *apud* SILVA (2010)



Fonte: Desenvolvido pela autora

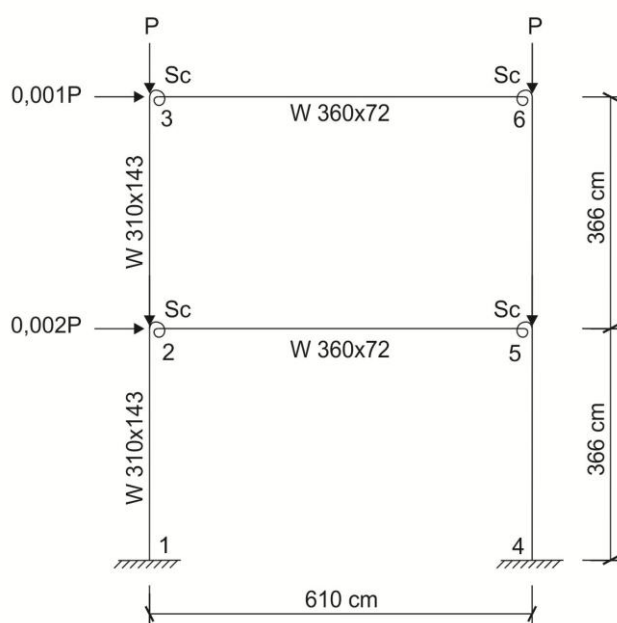
4 SIMULAÇÃO FINAL

4.1 PRIMEIRO EXEMPLO: PÓRTICO DE DOIS ANDARES E UM VÃO

Para o primeiro exemplo, foi escolhido o pórtico já estudado por Silva (2010) que consiste numa estrutura de dois andares e um vão, com bases engastadas, com o carregamento e as dimensões de barras mostradas na Figura 64. As vigas e os pilares são constituídos, respectivamente, pelos perfis W 360x72 e W 310x143. O carregamento foi constituído por cargas verticais concentradas P , aplicadas nos pilares e por duas cargas horizontais, de $0,002P$ aplicada ao primeiro andar e outra de $0,001P$ aplicada ao segundo andar. O módulo de elasticidade longitudinal e a resistência ao escoamento do aço são iguais a 200.000 MPa e 235 MPa, respectivamente, com comportamento elastoplástico perfeito. As tensões residuais máximas nas vigas e nos pilares, com comportamento linear nas mesas e na alma do perfil, foram consideradas iguais a 50% e 30%, da tensão de escoamento, respectivamente.

Para implementação dos dados do programa as vigas e os pilares foram divididos em 4 e 2 elementos, respectivamente, e as seções transversais foram divididas em 50 fatias, sendo 20 fatias e cada mesa e 10 fatias na alma, para considerar as tensões residuais.

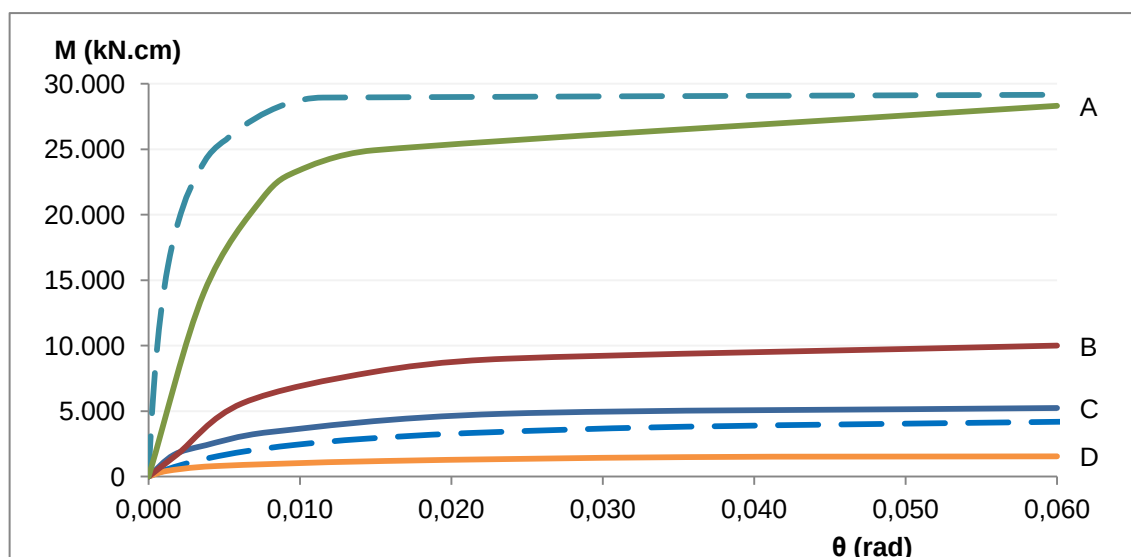
Figura 64 - Pórtico de dois andares e um vão



Fonte: Desenvolvido pela autora

Para considerar o comportamento não linear das ligações, quatro tipos de ligações são considerados, com curvas momento-rotação relativas obtidas pelo modelo exponencial: uma ligação com cantoneira simples na alma, uma ligação com cantoneiras de topo e assento, uma ligação com placa de extremidade ajustada, e uma ligação com placa de topo estendida nomeados, respectivamente, por A, B, C e D. Os comportamentos momento x rotação relativa de cada ligação, foram aproximados por curvas multilíneas, considerando-se cinco trechos lineares, conforme mostram a Figura 65 e a Tabela 26. Os dados de K_i e M_u das ligações foram apresentados por Pinheiro e Silveira (2005) e por Lavall *et al.* (2012). Os autores limitaram a capacidade rotacional dessas ligações a 0,06 rad.

Figura 65 - Curvas momento fletor x rotação relativa multilíneas – Ligações A, B, C e D



Fonte: Desenvolvido pela autora

Tabela 26 - Parâmetros das ligações A, B, C e D para o comportamento multilinear

Ligação A		Ligação B		Ligação C		Ligação D	
M	θ	M	θ	M	θ	M	θ
(kN.cm)	(rad)	(kN.cm)	(rad)	(kN.cm)	(rad)	(kN.cm)	(rad)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
435,00	0,001230	1.650,00	0,001660	1.700,00	0,00190	14.000,00	0,00364
800,00	0,004290	2.400,00	0,003800	5.600,00	0,00620	21.300,00	0,00756
1.200,00	0,015570	3.400,00	0,008000	8.000,00	0,01493	23.400,00	0,01000
1.500,00	0,035430	4.800,00	0,023400	9.000,00	0,02366	24.900,00	0,01485
1.560,00	0,060000	5.240,00	0,060000	10.000,00	0,06000	28.300,00	0,06000

Fonte: Desenvolvido pela autora

O sistema de classificação não linear proposto também é mostrado na Figura 65 com os parâmetros dos limites de classificação, superior e inferior, apresentados na Tabela 27. Conforme os limites estabelecidos, as ligações A, B e C foram classificadas como semirrígidas e parcialmente resistentes ao momento fletor, em termos de rigidez e de resistência, respectivamente. A ligação D foi classificada como rotulada.

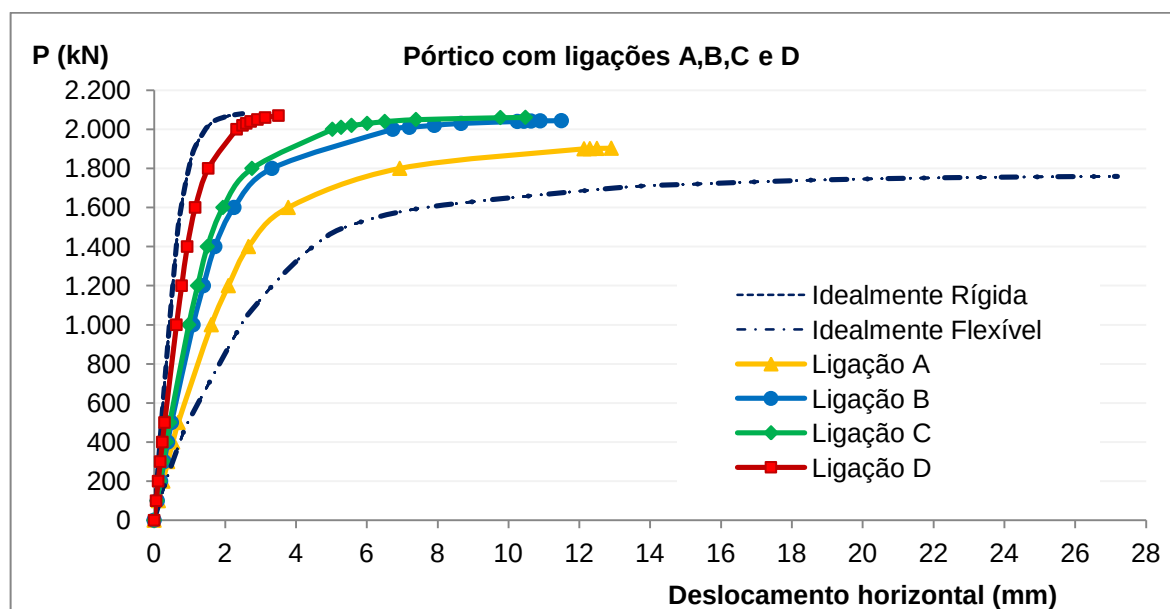
Tabela 27 - Parâmetros para limites inferior e superior do gráfico momento fletor x rotação relativa

Limite	K_i (kN.cm/rad)	M_u (kN.cm)	n
Inferior	500.000 ($10^{5,7}$)	4.822	1
Superior	25.000.000 ($10^{7,4}$)	32.148	1

Fonte: Desenvolvido pela autora

A Figura 66 mostra a relação carga-deslocamento até o colapso para o nó 6 do pórtico, considerando as ligações semirrígidas A, B, C e D e as ligações convencionais (totalmente rígida e idealmente rotulada).

Figura 66 - Deslocamento horizontal no topo (nó 6) (mm)



Fonte: Desenvolvido pela autora

A Tabela 28 fornece os valores das cargas últimas e dos deslocamentos horizontais no topo do pórtico obtidos pela análise elastoplástica avançada. Os resultados obtidos estão de acordo com o comportamento das ligações onde se

observa o aumento de resistência dos pórticos e uma diminuição dos deslocamentos à medida que se aumenta a rigidez e a resistência das ligações.

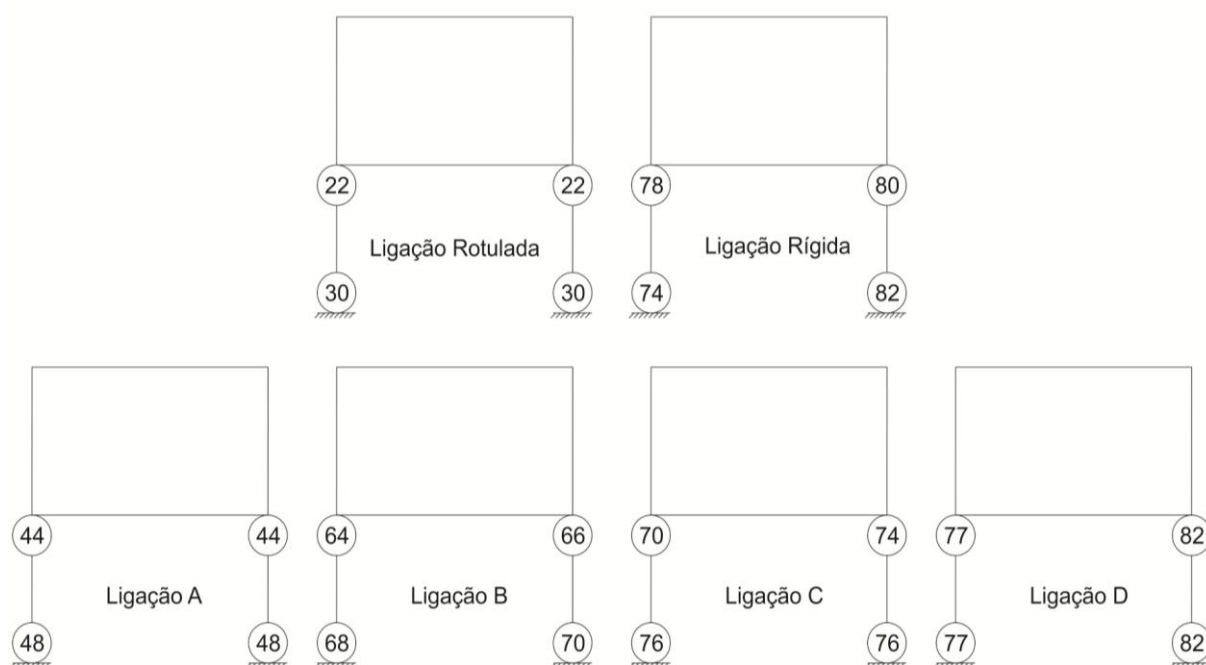
Tabela 28 - Carga última e deslocamento horizontal no topo do pórtico considerando as ligações convencionais e as ligações semirrígidas

Ligação	P_u (kN)	Desloc. Horizontal nó 6 (mm)
Rotulada	1.759,0	27,10
Ligação A	1.903,0	12,91
Ligação B	2.044,0	11,50
Ligação C	2.061,0	10,48
Ligação D	2.084,0	5,57
Rígida	2.080,0	2,49

Fonte: Desenvolvido pela autora

A Figura 67 mostra os percentuais de plastificação nas extremidades dos pilares para a carga de colapso dos pórticos.

Figura 67 - Percentuais de plastificação nas barras do pórtico



Fonte: Desenvolvido pela autora

Observa-se que no topo e na base dos pilares do primeiro andar, tem-se um alto nível de plastificação, com percentual aumentando à medida que as ligações se

tornam mais rígidas. Os pórticos falham por instabilidade inelástica apresentando um deslocamento excessivo no topo do segundo andar.

Pode-se perceber ainda que a distribuição da plasticidade nos pilares é bem semelhante nos pórticos com ligações rígidas convencionais e com ligações com placas de topo estendidas (ligação D), como já era esperado, uma vez que a ligação semirrígida D possui valores, de rigidez rotacional inicial e de momento fletor resistente, próximos ao limite superior. Observa-se que a carga última do pórtico com a ligação com placa de topo estendida é praticamente igual à carga última do pórtico com ligação rígida convencional.

Comparando a plastificação nas extremidades das barras dos pórticos com a ligação A e com a ligação idealmente rotulada, observa-se uma distinção nos percentuais de plastificação, como esperado, uma vez que a ligação com cantoneira simples na alma permite uma pequena restrição ao movimento relativo entre os elementos conectados e uma pequena transmissão de momento fletor, conferindo ao pórtico uma rigidez e resistência maior quando comparado ao pórtico com ligação rotulada convencional. A carga última do pórtico com a ligação com cantoneira simples na alma aumenta 8,1% em relação a carga última do pórtico com ligação rotulada convencional.

Os pórticos com ligações com cantoneiras de topo e assento (ligação B) e com placas de extremidade ajustadas (ligação C) apresentam um comportamento de plastificação intermediário aos pórticos com ligações semirrígidas A e D. Verifica-se, portanto, uma redução da plastificação nas extremidades dos pilares quando a carga última vai diminuindo, tendo em vista o comportamento da ligação adotado.

O exemplo apresentado mostrou que a mudança no comportamento das ligações provoca alterações nos valores da resistência dos pórticos, nos deslocamentos laterais e na propagação da plastificação ao longo das barras das estruturas, confirmando a validade do sistema de classificação proposto.

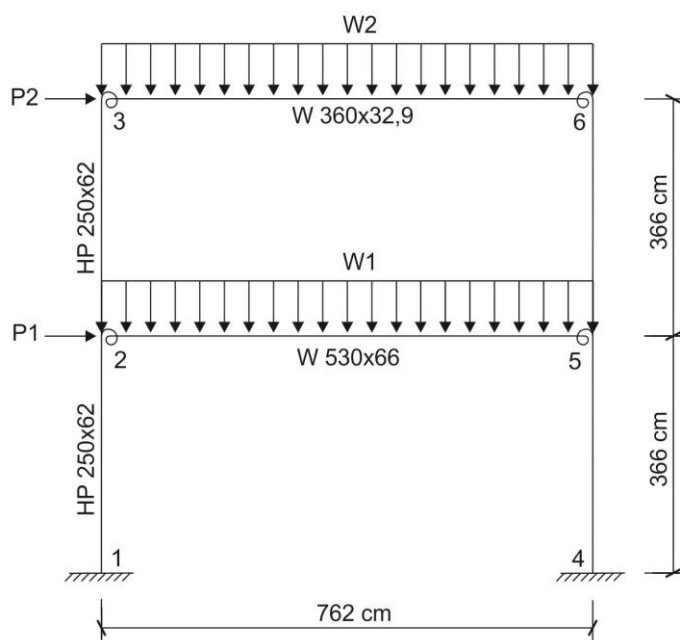
4.2 SEGUNDO EXEMPLO: PORTICO DE DOIS ANDARES E UM VÃO

No exemplo, utilizou-se o pórtico de Kishi *et al.* (2004) que consiste num pórtico de dois andares e um vão, com bases engastadas, com o carregamento e as dimensões de barras mostradas na Figura 68. As vigas são constituídas pelos perfis W 530x66 (primeiro andar), W 360x32,9 (segundo andar) e o pilar pelo perfil HP 250x62. O carregamento é constituído por cargas verticais distribuídas

$W_1=37,08\text{kN/m}$ e $W_2=12,41\text{kN/m}$, aplicadas ao longo das vigas e por duas cargas horizontais, de $P_1=34,71\text{kN}$ e $P_2=17,36\text{kN}$, no primeiro e segundo andar, respectivamente. O módulo de elasticidade longitudinal e a resistência ao escoamento do aço são iguais a 200.000 MPa e 250 MPa, respectivamente, com comportamento elastoplástico perfeito. As tensões residuais máximas nas vigas e nos pilares não foram consideradas.

Para implementação dos dados do programa as vigas e os pilares foram divididos em 4 e 2 elementos, respectivamente, e as seções transversais foram divididas em 20 fatias, sendo 1 fatia em cada mesa e 18 fatias na alma.

Figura 68 - Pórtico de dois andares e um vão



Fonte: Desenvolvido pela autora

4.2.1 Ligações de Kishi *et al.* (2004)

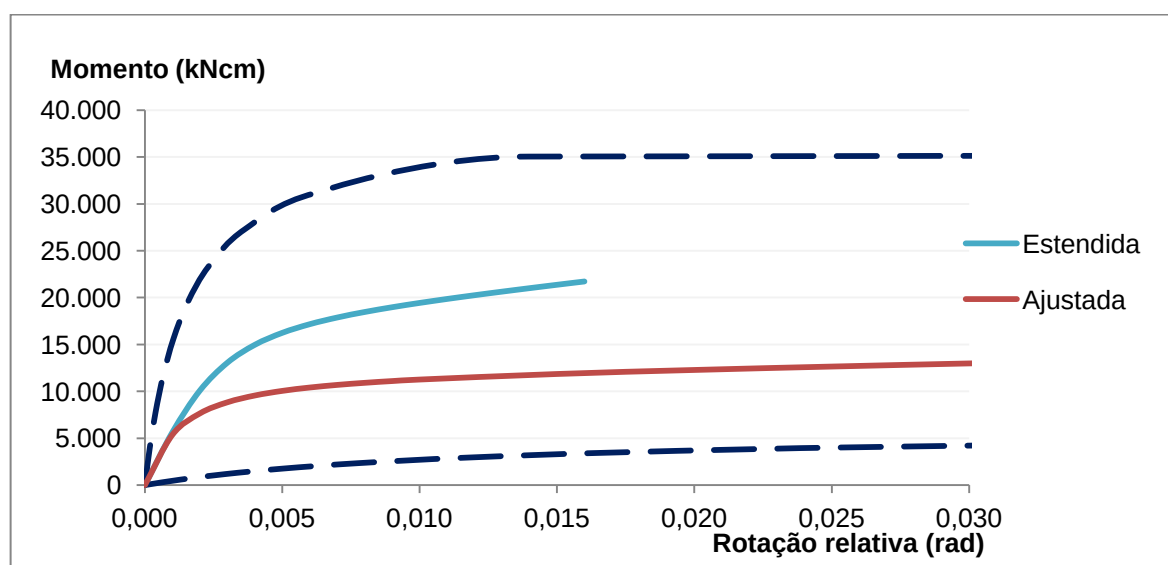
Dois tipos de ligações foram considerados no primeiro estudo do pórtico, retirados de Kishi *et al.* (2004) com curvas momento-rotação relativas obtidas pelo modelo de 4 parâmetros: uma ligação com chapa de topo estendida e uma ligação de chapa de topo ajustada. Os comportamentos momento x rotação relativa de cada ligação, foram aproximados por curvas multilíneas, considerando-se cinco trechos lineares, conforme mostram a Tabela 29 e as Figuras 69 e 70.

Tabela 29 - Parâmetros das ligações para o comportamento multilinear

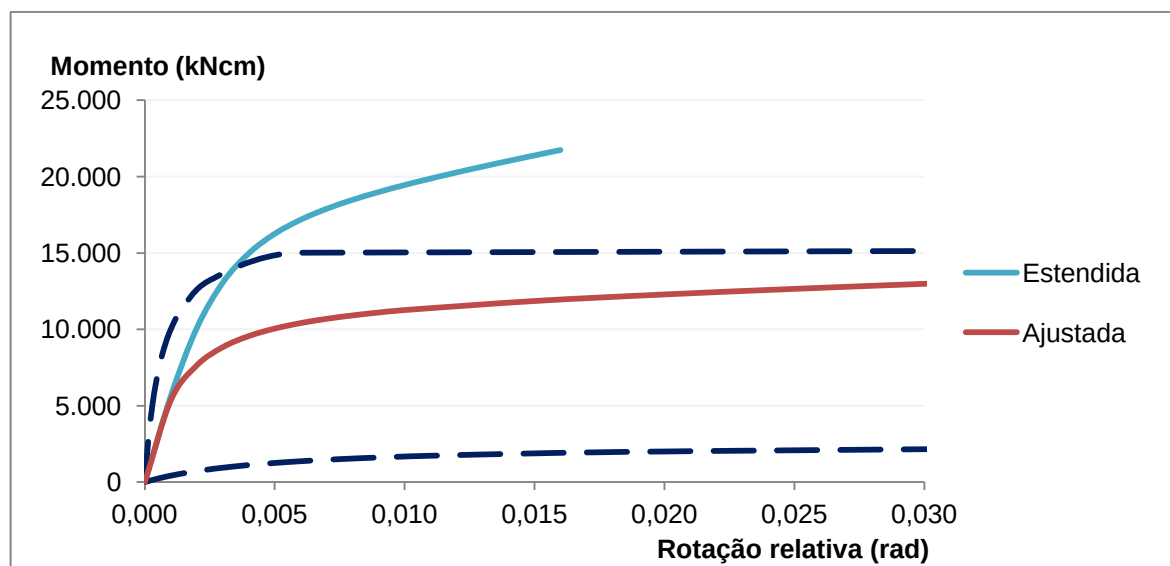
Estendida (J. R. Bailey (1970))		Ajustada (J. Phillips e J. A. Packer (1981))	
M (kN.cm)	θ (rad)	M (kN.cm)	θ (rad)
0,00	0,00	0,00	0,00
10089,07	0,0020	7645,91	0,0020
17887,96	0,0070	10688,61	0,0070
20266,98	0,0120	12284,16	0,0200
21380,23	0,0150	13295,03	0,0350
21733,80	0,0160	13459,83	0,0377

Fonte: Desenvolvido pela autora

O sistema de classificação não linear proposto também é mostrado nas Figuras 69 e 70, com os parâmetros dos limites de classificação, superior e inferior, apresentados na Tabela 30. Observa-se que os limites para o sistema de classificação proposto são diferentes para os andares, uma vez que, as seções transversais são distintas. Para o primeiro andar, conforme os limites estabelecidos, todas as ligações foram classificadas como semirrígidas em termos de rigidez e parcialmente resistentes em termos de resistência. Já para o segundo andar, a ligação de chapa de topo estendida foi classificada como semirrígida em termos de rigidez e totalmente resistente em termos de resistência. A ligação com chapa de topo ajustada foi classificada como semirrígida em termos de rigidez e parcialmente resistente, em termos de resistência.

Figura 69 - Ligações de Kishi *et al.* (2004) para viga W 530x66

Fonte: Desenvolvido pela autora

Figura 70 - Ligações de Kishi *et al.* (2004) para viga W 360x32,9

Fonte: Desenvolvido pela autora

Tabela 30 - Parâmetros para limites inferior e superior do gráfico momento fletor x rotação relativa

Limite	K_i (kN.cm/rad)	M_u W 530x66 (kN.cm)	M_u W 360x32,9 (kN.cm)	n
Inferior	500.000 ($10^{5,7}$)	5.843	2.504	1
Superior	25.000.000 ($10^{7,4}$)	38.950	16.693	1

Fonte: Desenvolvido pela autora

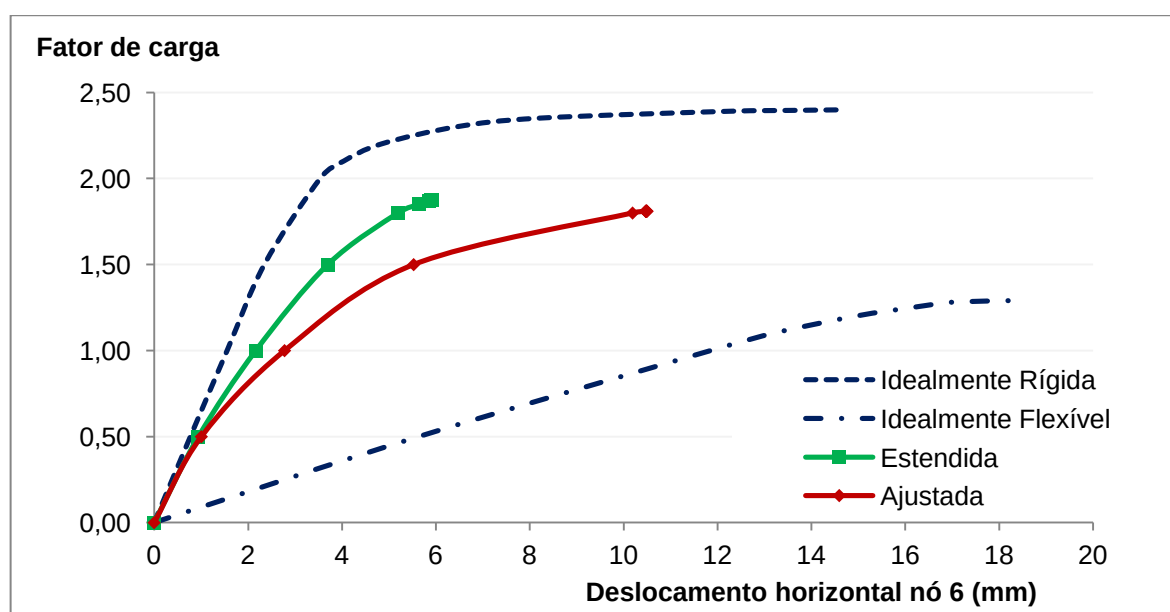
A Figura 71 mostra a relação carga-deslocamento até o colapso para o nó 6 do pórtico, considerando as ligações com chapa de topo estendida e com chapa ajustada e as ligações convencionais (totalmente rígida e idealmente rotulada). A Tabela 31 fornece os valores dos fatores de carga de colapso e dos deslocamentos horizontais no topo do pórtico obtidos pela análise elastoplástica avançada.

Os resultados obtidos estão de acordo com o comportamento das ligações onde se observa o aumento de resistência dos pórticos à medida que se aumenta a rigidez e a resistência das ligações.

Conforme mostra o gráfico da Figura 71 e a Tabela 31, o pórtico atingiu o colapso para o fator de carga igual a $f_u=1,88$ (188% do carregamento majorado aplicado à estrutura), quando as ligações com chapa de extremidade estendida foram adotadas. Considerando-se as ligações com chapa ajustada o fator da carga de colapso foi um pouco menor, igual a $f_u=1,81$, como esperado, pois, esta ligação apresenta uma rigidez inicial e um momento resistente último menores que a da

chapa de extremidade estendida. Considerando-se as ligações rígidas convencionais, o fator da carga de colapso aumentou para 2,40 e considerando-se as ligações idealmente rotuladas o fator da carga de colapso reduziu para 1,29. Além da significativa mudança na carga última, isto é, no aumento da resistência do pórtico, houve uma grande redução no deslocamento lateral quando comparado com o pórtico com ligações idealmente rotuladas.

Figura 71 - Deslocamento horizontal no topo (nó 6) (mm)



Fonte: Desenvolvido pela autora

Os resultados mostram ainda que as propriedades das ligações têm influência significativa na resistência, rigidez e ductilidade do pórtico. Pode-se observar que, as ligações com chapa de topo estendida e com chapa ajustada de fato se comportam como ligações semirrígidas, com resultados intermediários entre os pórticos com ligações convencionais, rotulada e rígida.

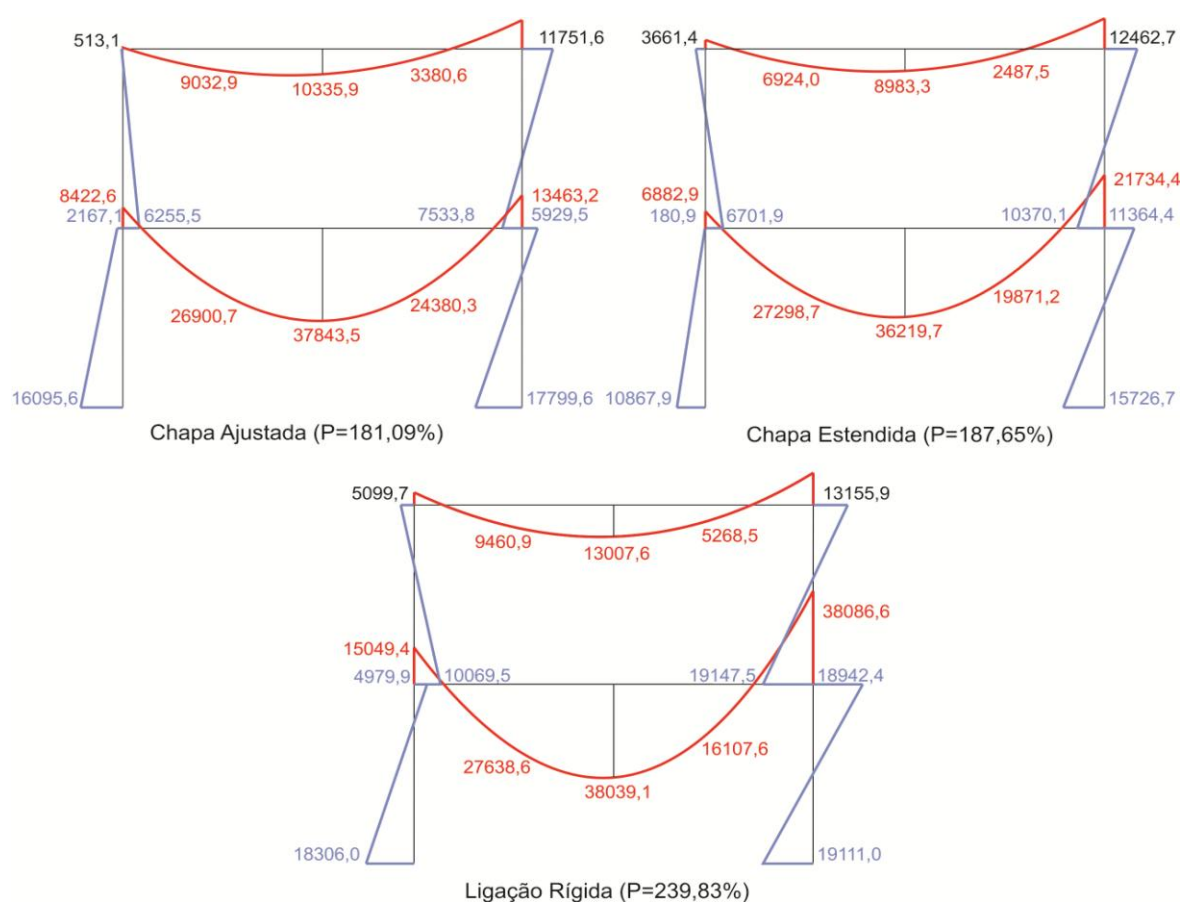
Tabela 31 - Fator de carga e deslocamento horizontal no topo do pórtico considerando as ligações convencionais e as ligações semirrígidas

Ligação	Fator de carga	Desloc. Horizontal nó 6 (mm)
Rotulada	1,29	18,23
Ajustada	1,81	10,50
Estendida	1,88	5,92
Rígida	2,40	14,60

Fonte: Desenvolvido pela autora

A Figura 72 mostra os diagramas de momento fletor para a carga última do pórtico com as ligações semirrígidas e com as ligações rígidas convencionais. Verifica-se a coerência entre os diversos diagramas que apresentam distribuições de momentos fletores similares e, à medida que as ligações se tornam mais rígidas, a estrutura passa a suportar maior carregamento. As ligações com chapa de topo estendida e com chapa ajustada posicionadas na extremidade da direita da viga do primeiro andar atingiram sua capacidade de rotação última, ocorrendo o colapso do pórtico.

Figura 72 - Diagramas de momento fletor para a carga última do pórtico



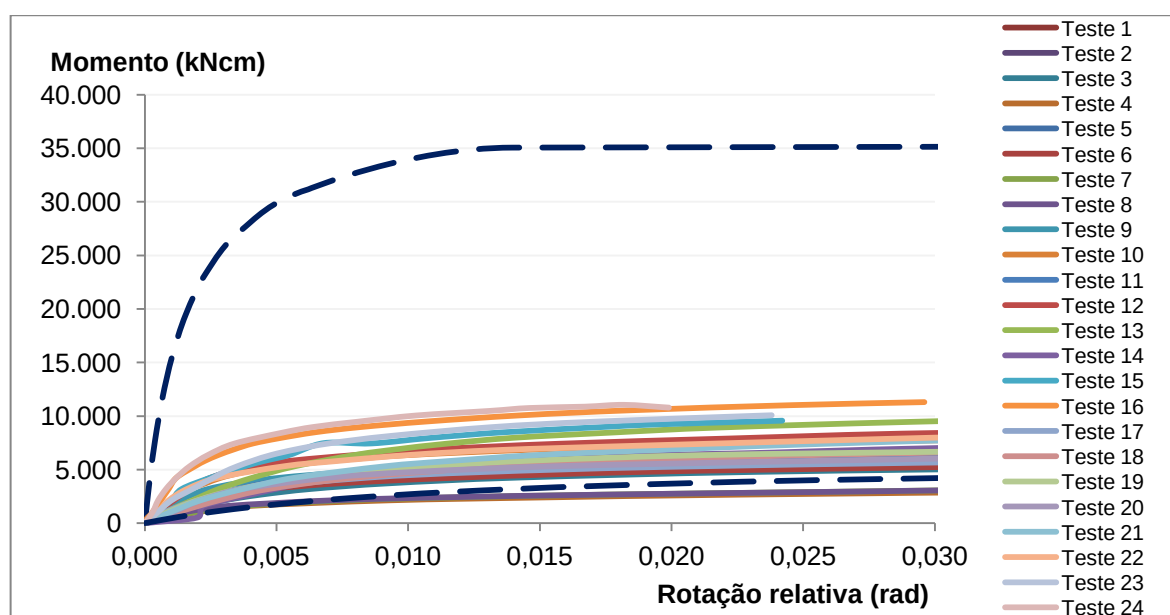
Fonte: Desenvolvido pela autora

4.2.2 Ligações de Ostrander (1970)

Mantendo-se as mesmas propriedades das vigas e dos pilares, este segundo estudo do pórtico considerou a influência das ligações descritas no trabalho de Ostrander (1970), que consiste em 24 testes realizados com ligações de chapa de topo ajustada. Os comportamentos momento x rotação relativa de cada ligação, foram aproximados por curvas multilíneas, considerando-se cinco trechos lineares,

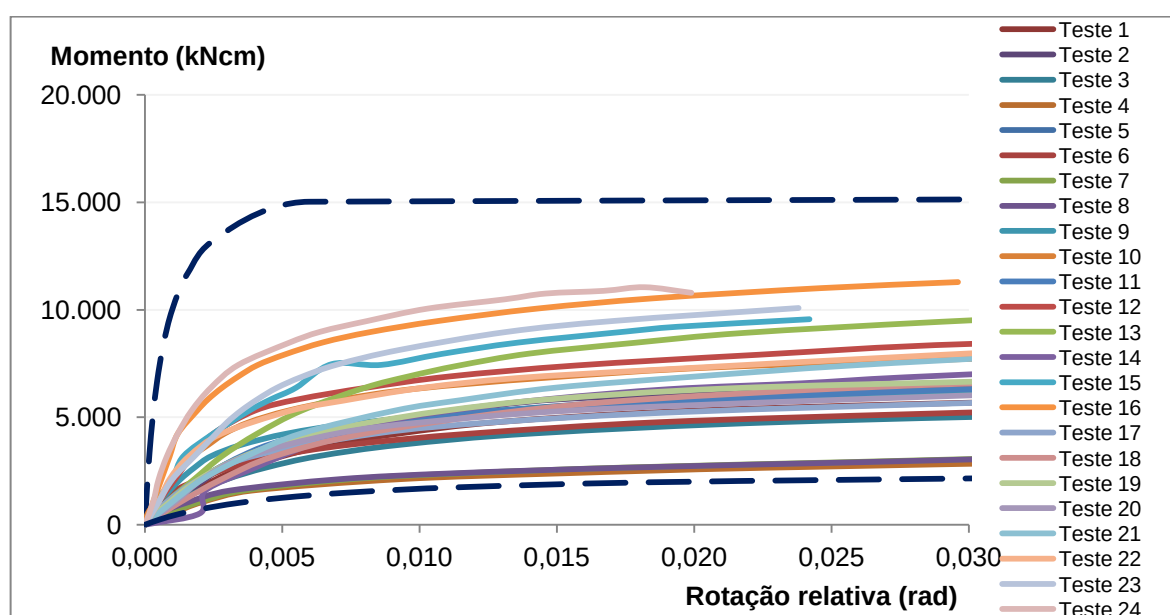
conforme mostram as Figuras 73 e 74. Os limites do sistema proposto são os mesmos já descritos na Tabela 30. Pode-se perceber, que para a viga W 530x66, as ligações dos testes 4, 7 e 8 foram classificadas como rotuladas e o restante das ligações como semirrígidas, em termos de rigidez e parcialmente resistentes, em termos de resistência. Para a viga W 360x32,9 todas as ligações foram classificadas como semirrígidas e parcialmente resistentes.

Figura 73 - Ligações de Ostrander (1970) para viga W 530x66



Fonte: Desenvolvido pela autora

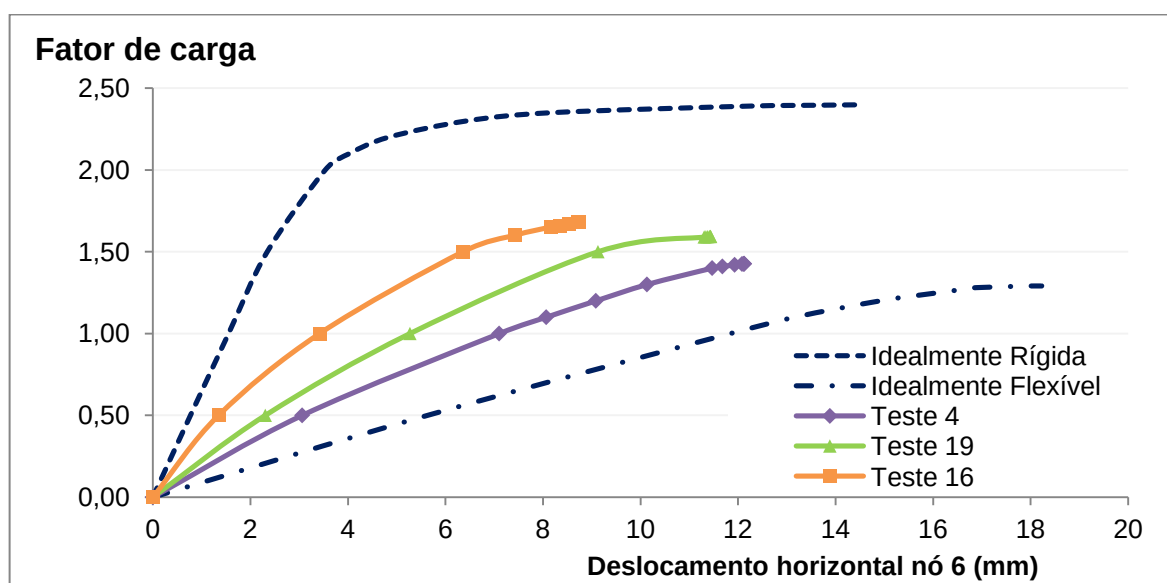
Figura 74 - Ligações de Ostrander (1970) para viga W 360x32,9



Fonte: Desenvolvido pela autora

A Figura 75 mostra a relação carga-deslocamento até o colapso para o nó 6 do pórtico, considerando as ligações com chapa de topo ajustada e as ligações convencionais (totalmente rígida e idealmente rotulada). Neste caso optou-se por apresentar somente 3 dos 24 testes para facilitar a visualização do gráfico. A escolha das ligações apresentadas foi feita considerando-se a curva mais próxima do limite rígido, a curva mais próxima do limite rotulado e uma curva intermediária, definidas, respectivamente pelos testes 16, 4 e 19.

Figura 75 - Deslocamento horizontal no topo (nó 6) (mm)



Fonte: Desenvolvido pela autora

A Tabela 32 apresenta os valores dos fatores de carga e dos deslocamentos horizontais no topo do pórtico obtidos pela análise elastoplástica avançada.

Tabela 32 - Fator de carga e deslocamento horizontal no topo do pórtico considerando as ligações convencionais e as ligações semirrígidas

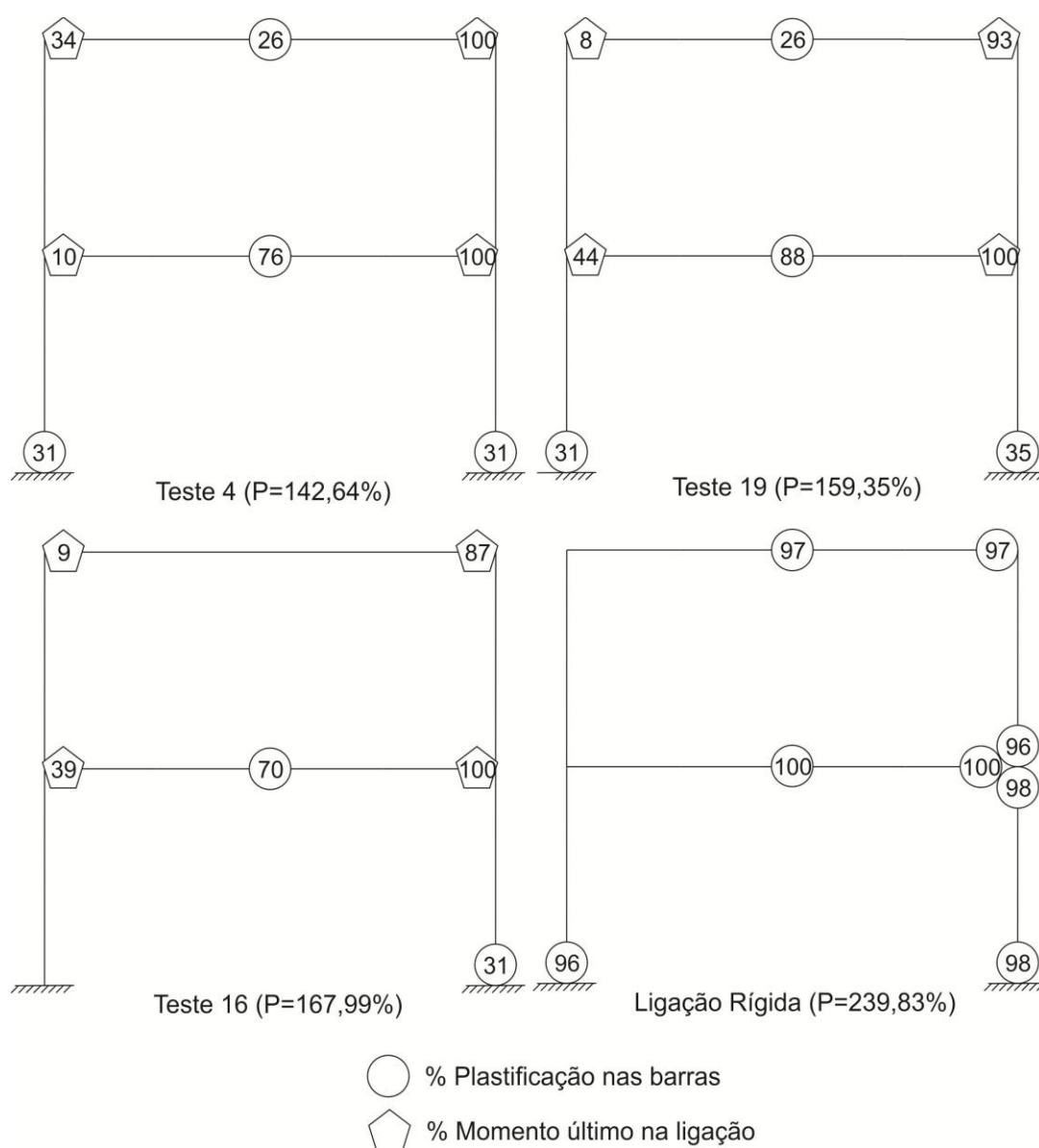
Ligação	Fator de carga	Desloc. Horizontal nó 6 (mm)
Rotulada	1,29	18,23
Teste 4	1,43	12,13
Teste 9	1,59	11,44
Teste 16	1,68	8,73
Rígida	2,40	14,60

Fonte: Desenvolvido pela autora

Assim como no exemplo anterior observa-se que os resultados obtidos estão de acordo com o comportamento das ligações onde se verifica o aumento de resistência dos pórticos e uma diminuição dos deslocamentos à medida que se aumenta a rigidez e a resistência das ligações.

A Figura 76 mostra, para a carga de colapso da estrutura, os percentuais de solicitação em relação à plastificação nas extremidades dos pilares e nas extremidades e no meio do vão das vigas para os pórticos com as ligações com chapa de topo ajustada e com a ligação rígida convencional, bem como os percentuais do momento último nas ligações.

Figura 76 - Percentuais de plastificação nas barras do pórtico com ligações convencionais e com ligações semirrígidas



Fonte: Desenvolvido pela autora

Pode-se observar que o comportamento dos pórticos com ligações com chapa de topo ajustada é bem diferente do pórtico rígido convencional. Nos pórticos com ligações com chapa de topo ajustada, as ligações da extremidade da direita da viga do primeiro andar não apresentaram ductilidade adequada para permitir a evolução da plastificação até a formação de um mecanismo de colapso. Nestes pórticos, o colapso ocorreu devido à capacidade da rotação última atingida na ligação.

No pórtico com ligações rígidas, as rótulas plásticas são desenvolvidas nas extremidades inferiores dos pilares do 1º andar, na extremidade superior do pilar da direita do 1º andar, na extremidade inferior do pilar da direita do 2º andar, no meio do vão e na extremidade da direita de ambas as vigas. Diferentemente dos pórticos com ligações com chapa de topo ajustada, o pórtico rígido falha por instabilidade inelástica associada com o mecanismo combinado de viga e de andar do 1º pavimento. Observa-se também o mecanismo do nó 5 devido à plastificação das extremidades dos pilares que chegam nesse nó e a plastificação da extremidade da direita da viga do 1º andar.

5 CONCLUSÃO

Categorizar e sistematizar, estabelecendo limites e intervalos capazes de diferenciar os tipos de ligações é uma ferramenta muito útil, pois aproxima a realidade à execução dos projetos estruturais desenvolvidos. Os sistemas de classificação de ligações são importantes para os calculistas/projetistas, pois com seu uso, é possível considerar o comportamento real da ligação, eliminando as utilizações tradicionais e idealizadas de ligações rígida e rotulada, por meio da consideração das ligações semirrígidas.

Os sistemas de classificação adimensionais de Bjorhovde *et al.* (1990) e da norma europeia EN 1993-1-8 (2005), bastante difundidos na literatura, apresentam falhas, uma vez que a rigidez da ligação é expressa apenas em termos da rigidez da viga e os limites entre as zonas no diagrama momento-rotação da ligação são demarcados por segmentos de reta (não curvas). Nesses dois sistemas, a rigidez inicial é expressa como um múltiplo da rigidez da viga quer seja pelo seu comprimento real ou por um comprimento de referência.

O objetivo desse trabalho foi, portanto, estudar os sistemas de classificação das ligações existentes na literatura e em normas técnicas, identificando os parâmetros e os fatores que influenciam tais classificações e, a partir disso, propor um sistema de classificação não linear, consistente e preciso, para uso no dimensionamento de estruturas.

Para o desenvolvimento do sistema de classificação foi coletada uma grande variedade de ligações usuais no cenário brasileiro e apresentados procedimentos para determinar os limites entre os comportamentos rígido-semirrígido e semirrígido-rotulado. Os limites para a classificação em termos de rigidez foram estabelecidos levando-se em conta os comportamentos das estruturas nos estados limites últimos e de serviço e os limites para a classificação em termos de resistência levando-se em conta o estado limite último.

Para o estudo de rigidez foi adotado o comportamento elástico linear para as ligações, isto é, apenas a rigidez inicial das ligações foi considerada na análise elástica em 2ª ordem. Na análise comparativa dos resultados de m^* e d^* e dos comportamentos das curvas $m^* \times \log R_{ki}$ e $d^* \times \log R_{ki}$ para as ligações estudadas definiu-se uma rigidez rotacional inicial R_{ki} igual a $10^{7,40}$ kN.cm/rad como limite superior entre as ligações rígidas e semirrígidas. Portanto, a rigidez inicial mínima R_{ki}

para uma ligação rígida foi considerada como sendo igual a 25.000.000 kN.cm/rad. Para o limite inferior entre as ligações semirrígidas e rotuladas foi definido uma rigidez rotacional inicial R_{ki} igual a $10^{5,70}$ kN.cm/rad. Logo, a rigidez inicial máxima R_{ki} para uma ligação rotulada foi considerada como sendo igual a 500.000 kN.cm/rad.

A classificação quanto à resistência foi feita considerando o comportamento final dos pórticos semirrígidos, pelos resultados da carga última e do deslocamento lateral dos pórticos obtidos da análise elastoplástica em 2ª ordem. O comportamento não linear das ligações foi adotado, isto é, tanto a rigidez inicial quanto capacidade de momento último M_u da ligação foram considerados na análise. O parâmetro de $\bar{m}_u$ igual à unidade foi considerado como sendo o limite entre as regiões rígida e semirrígida, ou seja, para a capacidade resistente da ligação igual a 100% do momento de plastificação da viga, definiu-se a fronteira entre estes dois comportamentos. O parâmetro de $\bar{m}_u$ igual a 0,15 foi considerado como sendo o limite entre as regiões semirrígida e rotulada, ou seja, para a capacidade resistente da ligação igual a 15% do momento de plastificação da viga, foi definida a fronteira entre estes dois comportamentos.

Esses limites, de rigidez e de resistência, foram inseridos na equação de três parâmetros juntamente com o fator de forma tomado igual a 1 para definir as curvas não lineares nas fronteiras das regiões rígida, semirrígida e rotulada.

Verificou-se que a fronteira entre a região rígida e semirrígida do sistema de classificação proposto foi menos restritiva (menos limitante) do que o limite da EN 1993-1-8 (2005) e mais restritiva do que o limite de Bjorhovde *et al.* (1990), tanto em termos de rigidez quanto em termos da capacidade de momento das ligações. Conclui-se, portanto, que a fronteira entre rígido e semirrígido do sistema de classificação de Bjorhovde *et al.* (1990) não é tão rigorosa como a fronteira estabelecida pela EN 1993-1-8 (2005) e pelo sistema de classificação não linear proposto. A capacidade de momento das ligações exigida por Bjorhovde é apenas 70% do momento de plastificação da viga ligada, enquanto a classificação da EN 1993-1-8 (2005) exige 100% desse momento fletor. Para o sistema de classificação proposto essa capacidade varia de forma não linear até 100% de M_p .

A fronteira entre a região semirrígida e a rotulada do sistema de classificação proposto é a mais restritiva quando comparada com a fronteira dos sistemas de classificação europeu e de Bjorhovde *et al.* (1990). O limite de capacidade de momento das ligações exigido pela EN 1993-1-8 (2005) é de 25% do momento de

plastificação da viga ligada. Pelo sistema de classificação de Bjorhovde esse limite é considerado igual a 20% de M_p e para o sistema de classificação proposto essa capacidade varia de forma não linear até o valor de 15% do momento plástico da viga.

A validade do novo sistema de classificação foi confirmada pela análise do comportamento global elastoplástico de pórticos semirrígidos. Os exemplos numéricos confirmaram a eficiência do sistema de classificação desenvolvido.

No primeiro exemplo numérico, um pórtico de dois andares e um vão com bases engastadas foi analisado considerando o comportamento não linear de quatro tipos de ligações: uma ligação com cantoneira simples na alma, uma ligação com cantoneiras de topo e assento, uma ligação com placa de extremidade ajustada, e uma ligação com placa de topo estendida. Conforme os limites estabelecidos pelo sistema proposto, todas as ligações foram classificadas como semirrígidas em termos de rigidez e parcialmente resistentes em termos de resistência, exceto a ligação com cantoneira simples na alma, que foi classificada como rotulada.

No segundo exemplo numérico, outro pórtico de dois andares e um vão com bases engastadas foi analisado considerando-se dois estudos. No primeiro estudo dois tipos de ligações foram abordados e retirados de Kishi *et al.* (2004): uma ligação com chapa de topo estendida e uma ligação de chapa de topo ajustada. Conforme os limites estabelecidos pelo sistema de classificação desenvolvido, as ligações com chapa de topo estendida e com chapa de topo ajustada do primeiro andar foram classificadas como semirrígidas em termos de rigidez e parcialmente resistentes em termos de resistência. Já para o segundo andar, a ligação de chapa de topo estendida foi classificada como semirrígida em termos de rigidez e totalmente resistente em termos de resistência. A ligação com chapa de topo ajustada foi classificada como semirrígida em termos de rigidez e parcialmente resistente, em termos de resistência.

No segundo estudo, para o mesmo pórtico foi considerado a influência das ligações descritas no trabalho de Ostrander (1970), que consiste em 24 testes realizados com ligações de chapa de topo ajustada. Para o primeiro andar do pórtico, as ligações dos testes 4, 7 e 8 foram classificadas como rotuladas e o restante das ligações como semirrígidas, em termos de rigidez e parcialmente resistentes, em termos de resistência. Para o segundo andar, todas as ligações foram classificadas como semirrígidas e parcialmente resistentes.

Em todos os exemplos apresentados, foi mostrada a influência das ligações na redistribuição de momentos fletores, nos deslocamentos horizontais, na resistência última dos pórticos e na propagação da plastificação ao longo das barras das estruturas, abordando-se desde o comportamento rotulado até o comportamento rígido das ligações, passando pelo semirrígido, confirmando a validade do sistema de classificação não linear e não adimensional desenvolvido.

Cumprindo o objetivo desejado, o novo sistema de classificação proposto mostrou ser mais simples e mais preciso que os outros sistemas de classificação existentes. Este novo procedimento de classificação é também aplicável a outros tipos de ligações semirrígidas.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Ao final deste trabalho, considerando a consistência dos resultados alcançados, surge a necessidade de ampliar e dar continuidade à pesquisa em desenvolvimento. Assim, outros trabalhos poderão ser desenvolvidos para se considerar:

- a) o estudo de um sistema de classificação de ligações com os valores limites de rigidez e de resistência determinados considerando o comportamento dos pórticos deslocáveis e não deslocáveis;
- b) o desenvolvimento de uma expressão analítica para o cálculo da capacidade de rotação da ligação baseada no comprimento real da viga;
- c) o estudo para obtenção dos parâmetros de rigidez inicial, momento resistente e capacidade rotacional aplicando o método das componentes, visando um sistema de classificação de ligações com maior banco de dados;
- d) o desenvolvimento de procedimentos simplificados de análise que considerem o comportamento semirrígido das ligações e que possam ser incorporados nas rotinas de projeto.

BIBLIOGRAFIA

- ALMEIDA, G. P. C. **Comportamento de ligações viga-pilar de estruturas de perfis de aço formados a frio utilizando rebite tubular com rosca interna**. 2004. 154 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas). Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, UFMG. Belo Horizonte, 2004.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **AISC-LRFD: Load and resistance factor design specification for structural steel buildings**. Chicago: AISC, 1986.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **AISC-LRFD: Load and resistance factor design specification for structural steel buildings**. Chicago: [s.n.], 1999.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **Steel construction manual**. Chicago: AISC, v. 13, 2005.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **ANSI/AISC 360: Specification for structural steel buildings**. Chicago: AISC, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.
- AVAKIAN, A. C. **Estruturas aporticadas mistas aço-concreto: avaliação de metodologias de análise**. 2007. 173 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). UFRJ. Rio de Janeiro, 2007.
- BERGAMASCO, P. D. A. **Estudo do comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-pilar com chapa de topo estendida: Análise Numérica**. 2008. 396 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, USP. São Carlos, 2012.
- BJORHOVDE, R.; COLSON, A.; BROZZETTI, J. Classification system for beam to column connections. **Journal of Structural Engineering**, v. 116, n. 11, p. 3059-3077, 1990.
- CHAVEZ, D. E. **Modelo analítico de conexiones semi-rígidas de acero**. 2008. 66 f. Dissertação (Mestrado). Universidade Nacional Autónoma do México. México D. F., 2008.
- CHEN W. F.; GOTO W.F.. On the computer-based design analysis for the flexibly jointed frames. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 8, p. 203-231, 1987.
- CHEN W.F.; LUI E.M. Steel frame analysis with flexible joints. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 8, p. 161–202, 1987.
- CHEN, W. F.; GOTO, Y. & LIEW, J. Y. R. **Stability Design of Semi-Rigid Frames**. John Wiley e Sons, Inc., New York, 1996.
- CHEN, W. F.; TOMA, S. **Advanced analysis of steel frames; theory, software and applications**. Boca Raton: CRC-Press, 1994. 384 p.
- CHEN, W.F.; KISHI, N. Semi-rigid steel beam-to-column connections: data base and modeling. **Journal of Structural Engineering**, v. 115, n. 7, p. 105-119, 1989.

CHRISTOPHER, J. E.; BJORHOVDE, R. Semi-rigid frame design methods for practicing engineers. **Engineering Journal**, First Quarter, p. 12-28, 1999.

COELHO, A. M. G.; BIJAARD, F.; SILVA, L. S. Análise experimental da ductilidade de ligações metálicas viga-pilar com placa de extremidade. **V Congresso de Construção Metálica e Mista**, Porto, p. 593-604, 2009.

DÍAZ, C.; MARTÍ, P; VICTORIA M.; QUERIN O. M. Review on the modeling of joint behavior in steel frames. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 67, p. 741-758, 2011. Disponível em:< www.elsevier.com/locate/jcsr>. Acesso em: 11 mai. 2015.

ELY, D. M.; R.C., AZEVEDO; CARVALHO, M. C. R.; OLIVEIRA, R. D. **Regulamento para apresentação e formatação de trabalhos de conclusão**. Belo Horizonte: CEFET-MG, 2016. 52 p.

EN 1993-1-1. **Eurocode 3: Design of Steel Structures**, Part 1.1: General rules and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardization, 2005.

EN 1993-1-8. **Eurocode 3: Design of Steel Structures**, Part 1.8: Design of joints. Brussels: European Committee for Standardization, 2005.

GOTO, Y.; MIYASHITA, S. New classification system for semi-rigid connections considering overall behavior of frames. **Revista IABSE**, Relatórios IPC, v. 75, p. 94-104, 1996.

HASAN, R.; KISHI, N.; CHEN, W.. A new nonlinear connection classification system. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 47, p. 119-140, 1998.

HIGAKI, B. E. **Contribuição a análise estrutural de edifícios em aço com ênfase nas ligações semirrígidas**. 2014: 284 f., Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, USP. São Carlos, 2014.

JONES, S. W.; KIRBY, P. A.; NETHERCOT, D. A. The analysis of frames with semirigid connections - A state of the art report. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 3, n. 2, p. 2-13, 1983.

JONES, S. W.; KIRBY, P. A.; NETHERCOT, D. A. Effect of semi-rigid connections on steel column strength. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 1, n. 1, p. 38-46, 1980.

KIM, S. E. E.; CHOI, S. Practical advanced analysis for semi-rigid space frames. **International Journal of Solids and Structures**, v. 38, p. 9111-9131, 2001.

KISHI N.; KOMURO M.; CHEN W. F. Four-parameter power model for M- θ curves of end-plate Connections. **ECCS/AISC workshop connections in steel structures V: Innovative steel connections**, 2004.

KISHI, N. E.; CHEN, W. F. **Data base of steel beam-to-column connections**. Structural Engineering Report No.CE-STR-86-26. School of Civil Engineering. Purdue University. West Lafayette, p. 656. 1986.

KISHI, N. E.; CHEN, W. F. **Data base of steel beam-to-column connections**. Structural Engineering Report No.CE-STR-86-26. School of Civil Engineering. Purdue University. West Lafayette, p. 656. 1986.

LANDESMANN, A ; BATISTA, E. M. Advanced analysis of steel framed buildings using the brazilian standard and Eurocode-3. **Journal Constructional Steel Research**, v. 61, p. 1051-1074, 2005.

LANDESMANN, A. **Modelo não linear inelástico para análise de estruturas metálicas aporticadas em condições de incêndio**. 2003. 295 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 2003.

LAVALL, A. C. C. **Uma formulação teórica consistente para a análise não linear de pórticos planos pelo método dos elementos finitos considerando barras com imperfeições iniciais e tensões residuais nas seções transversais**. 1996. 265 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia de São Carlos, USP. São Carlos, 1996.

LAVALL, A. C. C.; SILVA, R. G. L.; OLIVEIRA, D. G. C.; FAKURY, R. H. Análise de pórticos planos de aço considerando as ligações semirrígidas viga-pilar. **XXXV Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural**, Rio de Janeiro, 19 a 21 Set. 2012. 14 p.

MAGGI, Y. I. **Análise numérica via M.E.F., do comportamento de ligações parafusadas viga-coluna com chapa de topo**. 2000. 195 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, USP. São Carlos, 2000.

MAGGI, Y. I. **Análise do comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-Pilar com chapa de topo estendida**. 2004. 269 f. Tese (Doutorado em Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, USP. São Carlos, 2004.

MELLO, W. L. **Análise de pórticos metálicos planos com conexões semirrígidas considerando a não linearidade física e geométrica**. 1999. 177f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia Civil, UNICAMP. Campinas, 1999.

NETHERCOT, D. A.; LI, T. Q.; AHMED, B. Unified classification system for beam-to-column connections. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 45, n. 1, p. 39-65, 1998.

OLIVEIRA, L. **Análise de pórticos de aço com ligações viga-pilar e de base de pilar semirrígidas a partir do método dos componentes**. 2015. 224 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas). Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, UFMG. Belo Horizonte, 2015.

OSTRANDER, J. R. **An experimental investigation of end plate connections**. 1970. 178 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Saskatchewan. Saskatchewan, 1970.

PINHEIRO, L. E. S. R. A. M. Computational procedures for nonlinear analysis of frames with semi-rigid connections. **Latin American Journal of Solids and Structures**, v. 2, p. 339-367, 2005.

REIS, S.L.F.; ROCHA, P. A. S. R.; SILVA, A. R. D.; SILVEIRA, R. A. M. **Análise teórico experimental de ligações metálicas soldadas entre coluna em perfil tubular circular e viga em perfil de seção transversal "I"**. 2011. 104 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas, UFOP. Ouro Preto, 2011.

SANTOS, M. N. E. A. Aplicação de um elemento finito híbrido não linear na modelagem de estruturas metálicas. **Revista Escola de Minas**, Ouro Preto, v. 65, p. 19-28, Jan./Mar. 2012.

SEKULOVIC., M.; SALATIC, R. Nonlinear analysis of frames with flexible connections. **Computers and Structures**, v. 79, n. 11, p. 1097-1107, 2001.

SILVA, R. G. L. **Análise inelástica avançada de pórticos planos de aço considerando as influências do cisalhamento e de ligações semirrígidas**. 2010. 302 f. Tese (Doutorado em Estruturas). Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, UFMG. Belo Horizonte, 2010.

STARK J. W. B.; BIJLAARD F. S. K.. Design rules for beam-to-column connections in Europe. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 10, 1998.

URREA, G. J.C.; OCHOA, J. D. A. Second-order stiffness matrix and load vector of an imperfect beam-column with generalized end conditions on a two-parameter elastic foundation. **Engineering Structures**, v. 70, p. 260-270, Mar. 2014.



PPGEC – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil
Av Amazonas, 7675, Belo Horizonte-MG
www.civil.cefetmg.br/mestrado