

**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS**

MARIA ÁVILA BRANQUINHO

**Análise de estabilidade e dimensionamento de porta-paletes  
seletivos com base no método da análise direta**

SÃO CARLOS

2021



MARIA ÁVILA BRANQUINHO

**Análise de estabilidade e dimensionamento de porta-paletes  
seletivos com base no método da análise direta**

**VERSÃO CORRIGIDA**

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Doutora em Ciências.

Área de concentração: Estruturas.

Orientador: Prof. Tit. Maximiliano Malite

Co-orientador: Prof. Luiz Carlos Marcos Vieira Júnior

SÃO CARLOS

2021

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Prof. Dr. Sérgio Rodrigues Fontes da EESC/USP com os dados inseridos pelo(a) autor(a).

Branquinho, Maria Ávila

B816a      Análise de estabilidade e dimensionamento de porta-paletes seletivos com base no método da análise direta / Maria Ávila Branquinho; orientador Maximiliano Malite; coorientador Luiz Carlos Marcos Vieira Júnior. São Carlos, 2021.

Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) e Área de Concentração em Estruturas -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2021.

1. Análise estrutural avançada. 2. Perfis formados a frio. 3. Estruturas porta-paletes. 4. Modelo reticulado. 5. Método da análise direta. 6. Método do comprimento efetivo de flambagem. I. Título.

## FOLHA DE JULGAMENTO

Candidata: Engenheira **MARIA ÁVILA BRANQUINHO**.

Título da tese: " Análise de estabilidade e dimensionamento de porta-paletes seletivos com base no método da análise direta".

Data da defesa: 20/08/2021.

### **Comissão Julgadora**

### **Resultado**

Prof. Titular **Maximiliano Malite** (Orientador)  
(Escola de Engenharia de São Carlos – EESC/USP)

APROVADA

Prof. Associado **Rodrigo Ribeiro Paccola**  
(Escola de Engenharia de São Carlos – EESC/USP)

APROVADA

Prof. Dr. **Eduardo de Miranda Batista**  
(Universidade Federal do Rio de Janeiro/UFRJ)

APROVADA

Prof. Dr. **Saulo José de Castro Almeida**  
(Universidade Estadual de Campinas/UNICAMP)

APROVADA

Prof. Dr. **Leandro Fleck Fadel Miguel**  
(Universidade Federal de Santa Catarina)

APROVADA

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
(Engenharia de Estruturas):

Prof. Associado **Vladimir Guilherme Haach**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:

Prof. Titular **Murilo Araujo Romero**



## AGRADECIMENTOS

Primeiramente à Deus, pelo amparo, proteção e força concedidos em mais essa etapa.

Ao Douglas, pela paciência, companheirismo, incentivo, atenção e amor em todos os momentos.

À minha família, meus pais Sérgio e Ani e meus irmãos Sérgio Júnior e Catarina, pelo auxílio, compreensão, apoio e amor incondicionais.

Ao professor Maximiliano Malite cuja orientação desde o período da Iniciação Científica na Graduação até o Doutorado no Departamento de Engenharia de Estruturas foi essencial para o meu desenvolvimento na área acadêmica e elaboração desta pesquisa.

Ao professor Luiz Carlos Marcos Vieira Júnior, pela confiança, paciência e fundamental orientação e disponibilidade durante a pesquisa.

Aos professores Sérgio Proença e João Batista Paiva, pelos ensinamentos e auxílios concedidos.

Ao excelente corpo técnico da Escola de Engenharia de São Carlos, não somente do Departamento de Engenharia de Estruturas, em especial do Laboratório de Estruturas Professor Dante Martinelli, mas também da Oficina Mecânica, do Laboratório de Processos e Fabricação, do Laboratório de Metrologia, do Núcleo de Ensaio de Materiais e Análise de Falhas. Nomeadamente, aos técnicos Dorival Piedade, Masaki, Amaury, Luiz Vareda, Romeu, Fabiano e Mauri e aos servidores Dani, Sylvia, Maria Nadir e Clayton, do Departamento de Engenharia de Estruturas. Aos técnicos Flávio e Lombardi, da Oficina Mecânica da Escola de Engenharia de São Carlos. Aos técnicos José Carlos e Mauro do Laboratório de Processos e Fabricação. Ao técnico Luiz Carlos Neves do Laboratório de Metrologia. Além do frequente e habitual auxílio, agradeço a atenção especial de todo o corpo técnico concedida durante o período da Pandemia.

A todos os amigos do Departamento de Engenharia de Estruturas, em especial da sala D06, Aline, Lisiane, Yagho, Rafaela, Patrícia e Mariana Posterlli, como também à Heloisa, ao Murilo e à Paula, pela amizade e auxílio durante a pesquisa.

À NSF Tecnologia em Instalações Comerciais pela doação e apoio durante a análise experimental. Em especial, à Júlia e ao Flávio, pela atenção e disponibilidade durante toda a pesquisa.

O presente estudo foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001, e financiamento concedido pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), nº processo 140485/2017-4.

## RESUMO

BRANQUINHO, M.A. **Análise de estabilidade e dimensionamento de porta-paletes seletivos com base no método da análise direta**. 2021. 372 p. Tese (Doutorado em Ciências - Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2021.

Os porta-paletes seletivos são largamente utilizados no mercado por permitir a estocagem de grande quantidade de produtos e por serem prontamente desmontáveis permitindo alterações na logística das indústrias. Trata-se de estruturas leves, geralmente, compostas por colunas de aço formadas a frio perfuradas a fim de viabilizar ligações por encaixe com as longarinas. Todavia, o custo desta versatilidade recai nas complexidades introduzidas ao seu dimensionamento, sendo uma delas a determinação dos comprimentos efetivos de flambagem principalmente na análise global do rack na direção do corredor. Neste sentido, o presente estudo avalia a aplicabilidade do método da análise direta vigente na ANSI/AISI S100:2020 no dimensionamento de porta-paletes de 4 níveis e 4 a 12 baias (4x4 à 4x12, respectivamente) avaliados na direção do corredor. Uma análise numérica avançada é empregada como referência para a comparação dos procedimentos normativos. A fim de reduzir o custo computacional e permitir a análise de grandes estruturas (4x12, e.g.), um modelo reticulado composto por elementos finitos de treliça e de pórtico é desenvolvido. Não-linearidades física e geométrica, imperfeições geométricas iniciais globais, locais, e a nível de seção transversal, e comportamento semirrígido das ligações longarina-coluna e da base são considerados na análise avançada modelada por elementos unidimensionais. Para tal, um extenso estudo experimental foi desenvolvido a fim de permitir a validação do modelo reticulado das colunas e considerar adequadamente o comportamento mecânico do material dos elementos estruturais, da ligação semirrígida longarina-coluna e, ainda, do real campo de imperfeições geométricas iniciais. Em suma, o estudo apresentado atesta a importância do conhecimento do campo de imperfeições geométricas iniciais das colunas em termos de falta de retilineidade e a nível de seção transversal para a correta avaliação do comportamento mecânico do rack. Mais importante que o valor e sentido das amplitudes dos modos de imperfeição, foi a determinação de como esta amplitude varia ao longo da barra. Apresentando vantagens frente ao método do comprimento efetivo, o método da análise direta foi o procedimento que melhor representou o comportamento mecânico dos racks avaliados na direção do corredor com o benefício de não exigir a determinação de comprimentos de flambagem e nem de parâmetros experimentais para a

consideração de modos localizados de instabilidade. Porém, análises considerando o campo real de imperfeições mostraram que há imperfeições geométricas iniciais típicas do rack em que o procedimento vigente na ANSI/AISI S100:2020 mostra-se contra-segurança. Nesse sentido, mostra-se promissora a consideração da interação entre os modos de instabilidade e de falha distorcional e global de flexo-torção no contexto do Método da Resistência Direta destinado a perfis perfurados, para o dimensionamento de racks com base no método da análise direta.

Palavras-chave: análise estrutural avançada; perfis formados a frio; estruturas porta-paletes; modelo reticulado; método da análise direta; método do comprimento efetivo de flambagem.

## ABSTRACT

BRANQUINHO, M.A. **Stability analysis and design of unbraced steel storage racks according to the direct analysis approach**. 2021. 372 p. Thesis (PhD. in Civil Engineering (Structural Engineering)) – São Carlos School of Engineering, University of São Paulo, São Carlos, 2021.

Steel storage pallet racks are widely used in many industrial applications because they enable the storage of large quantities of products and their layout can be easily changed. They are structures generally composed of cold-formed perforated uprights to enable the design of semi-rigid beam-to-column hook-in connectors. However, the advantages of these structures lead to complexities in its design, e.g. the effective length factors determination mainly in the down-aisle analysis. This work evaluates the applicability of the direct analysis method in down-aisle analyses of racks with 4 stories and 4 to 12 bays (4x4 and 4x12, respectively) according to ANSI/AISI S100:2020. Advanced analysis is used as reference for the comparison of the design standards procedures. To reduce the computational cost and to promote the analysis of large structures (4x12, e.g.), a lattice model composed of beam and truss elements is developed. Geometrical and material nonlinearities, as well as initial global, local and cross-sectional geometric imperfections, semi-rigid beam-to-column and base connections were taken into account in the advanced analysis developed with lattice models. An extensive experimental study was carried out to provide data for validation of the lattice model and adequately consider the effects of cold work, semi-rigid beam-to-column connection, and initial geometric imperfections. The obtained results highlight the importance of measuring the initial local and cross-sectional geometric imperfections of the columns for the correct evaluation of the mechanical behavior of the rack. The variation of the imperfection mode along the bar proved to be more important than the value and direction of the amplitudes of the imperfection modes. Comparative analysis indicates that the direct analysis method is an advantageous alternative to the effective length method to evaluate the mechanical behavior of rack in down-aisle direction, with the advantage of not requiring the determination of effective length factors or experimental parameters for the consideration of local buckling effects. However, analyses considering the real initial geometric imperfections showed that there are imperfection modes in which the AISI procedure proves to be unsafe. Therefore, the consideration of the interaction between distortional and global buckling modes in the context of

the Direct Resistance Method for perforated profiles proves to be promising for the design of racks by the direct analysis method.

Keywords: advanced analysis; cold-formed steel profiles; steel pallet rack; lattice model; direct analysis method; effective length method.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Porta-paletes seletivo. ....	36
Figura 1.2 - Perfis típicos utilizados em estruturas porta-paletes. ....	37
Figura 1.3 - Tipos de ligações viabilizadas pelas perfurações. ....	37
Figura 1.4 - Metodologia empregada no presente estudo. ....	41
Figura 2.1 - Modelos criados no método da amplificação dos esforços solicitantes: estrutura <i>nt</i> e estrutura <i>lt</i> . ....	47
Figura 2.2- Tipos de seções utilizadas para as colunas em diversos estudos: da mais simples (a) às mais modernas (b). ....	50
Figura 2.3 - Casos estudados por Baldassino et al. (2019) de colunas sob flexão reta simples. ....	53
Figura 2.4 - Modelo reticulado aplicado em um corpo com uma linha de furos largos. ....	56
Figura 2.5 - Modos de instabilidade observados nos trabalhos de Totaro, De Nicola e Caramuta (2013) e Sui, Lai e Fan (2017). ....	56
Figura 2.6 - Exemplos de imperfeições localizadas. ....	58
Figura 2.7 - Tipos de imperfeições geométricas previstas pela norma brasileira. ....	58
Figura 2.8 - Tipos de imperfeição local definidas pela ANSI/RMI MH16.1:2012. ....	59
Figura 2.9 - Modos de imperfeição global avaliados por Sarawit e Peköz (2006a). ....	61
Figura 2.10 - Esquema estrutural para representar as imperfeições geométricas globais. ....	64
Figura 2.11 - Esquema estrutural para representar as imperfeições geométricas locais. ....	66
Figura 2.12 – Metodologias para considerar as imperfeições locais e globais: (a) por meio de carregamentos equivalentes ou (b) diretamente. ....	67
Figura 2.13 - Componentes da ligação semirrígida longarina-coluna. ....	69
Figura 2.14 - Ocorrência de dois picos nas curvas $M-\theta$ devido à folga da ligação BCC. ....	69
Figura 2.15 - Característica das curvas $M-\theta$ de ligações BCC de porta-paletes. ....	71
Figura 2.16 - Comportamento da ligação de base. ....	71
Figura 2.17 - Tipos de projeto considerados por Sarawit e Peköz (2002). ....	72
Figura 2.18 - Comparação entre a longarina em balanço e o efeito de pórtico. ....	74
Figura 2.19 - Ensaio proposto pela norma europeia FEM 10.2.02:2001. ....	78
Figura 2.20 - Resposta momento-rotação para fundações de (a) concreto e (b) madeira. ....	79
Figura 3.1 - Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados. ....	86
Figura 3.2 - Comportamento das equações de dimensionamento do AISC LRFD. ....	87
Figura 3.3 - Diagrama de alinhamento para o caso em que os deslocamentos nodais são impedidos. ....	91
Figura 3.4 - Diagrama de alinhamento para os casos em que são permitidos deslocamentos nodais interpavimentos. ....	91

Figura 4.1 - Evolução das normas de projeto com enfoque nas especificidades de cada uma. ....	101
Figura 4.2 - Análise estrutural indicada pela ABNT NBR 8800:2008 para uso do método do comprimento efetivo. ....	103
Figura 4.3 - Análise estrutural recomendada pela ABNT NBR 8800:2008 para o método da análise direta. ....	104
Figura 4.4 - Recomendações da ANSI/AISC 360:2016 quanto à análise estrutural pelo método do comprimento efetivo. ....	105
Figura 4.5 - Recomendações da ANSI/AISC 360:2016 para a análise estrutural por meio do método de análise de primeira ordem. ....	106
Figura 4.6 - Recomendações da ANSI/AISC 360:2016 quanto à análise estrutural permitida por meio da análise direta. ....	107
Figura 4.7 - Recomendações da ABNT NBR 14762:2010 para o dimensionamento de barras submetidas à força axial de compressão. ....	110
Figura 4.8 - Recomendações da ABNT NBR 14762:2010 para o dimensionamento de barras submetidas à flexão simples. ....	111
Figura 4.9 - Recomendações da ANSI/AISI S100:2020 para a análise estrutural por meio da análise direta (casos 1 e 2). ....	113
Figura 4.10 - Recomendações da ANSI/AISI S100:2020 para a análise estrutural por meio do método do comprimento efetivo (caso 3). ....	114
Figura 4.11 - Comparação entre as formulações de MRD para barras sem e com furos. ....	116
Figura 4.12 – Dimensionamento à compressão por meio do Método da Resistência Direta para perfis perfurados. ....	117
Figura 4.13 - Dimensionamento à flexão por meio do Método da Resistência Direta para perfis perfurados. ....	118
Figura 4.14 - Análise de estabilidade elástica efetuado pelo MFF para as barras sem perfurações e pelo MEF para as barras com furos. ....	120
Figura 4.15 - Parâmetros que influenciam no valor do coeficiente de flambagem $K_x$ no dimensionamento das colunas à compressão. ....	124
Figura 4.16 - Curvas de resistência de Moen (2008) para os modos local e distorcional. ....	134
Figura 4.17 - Método MRD proposto por Yao e Rasmussen (2017b) (método 1). ....	137
Figura 4.18 - Curvas de dimensionamento referentes ao modo distorcional. ....	138
Figura 5.1 - Estudos paramétricos efetuados por Sarawit e Peköz (2006b): (a) coluna isolada e (b) estrutura porta-palete. ....	143
Figura 5.2 - Esquema do ensaio de Trouncer e Rasmussen (2016a). ....	146
Figura 5.3 - Seções estudadas por Trouncer e Rasmussen (2016a). Espessura de 1 mm. ....	146
Figura 6.1 - Materiais utilizados. Dimensões em milímetros. ....	154
Figura 6.2 - Extração dos corpos-de-prova planos e curvos da coluna. Dimensões em milímetros. ....	155
Figura 6.3 - Extração dos corpos-de-prova planos da longarina. ....	155

Figura 6.4 - Dispositivos de extremidade para os CPs curvos. ....	156
Figura 6.5 - Ensaio de tração direta. ....	157
Figura 6.6 - Corpos-de-prova curvos após fratura. ....	157
Figura 6.7 - Diagramas $\sigma$ - $\varepsilon$ dos corpos-de-prova das longarinas. ....	159
Figura 6.8 - Diagramas $\sigma$ - $\varepsilon$ dos corpos-de-prova das colunas. ....	159
Figura 6.9 - Curvas verdadeiras dos corpos-de-prova planos da longarina. ....	161
Figura 6.10 - Curvas verdadeiras dos corpos-de-prova das colunas. ....	161
Figura 6.11 - Aparato de medição acoplado ao torno mecânico. ....	163
Figura 6.12 - Detalhes do aparato de medição. ....	164
Figura 6.13 - Imagens da coluna obtidas na etapa III nas posições angulares 0° e 130°. ....	166
Figura 6.14 - Esquema de processos efetuados para o tratamento dos dados. ....	167
Figura 6.15 - Processo de correção da perspectiva. ....	168
Figura 6.16 - Combinações definidas para a reconstrução da coluna e da longarina. ....	170
Figura 6.17 - Seções medidas nas colunas. Dimensões em milímetros. ....	171
Figura 6.18 - Resultado das medições ao longo do comprimento das colunas. ....	172
Figura 6.19 - Discretização efetuada com 50 e com 12 pontos. ....	173
Figura 6.20 - Análise das barras de 300 mm de comprimento com 50 pontos. Em destaque, análise efetuada com 12 pontos. ....	174
Figura 6.21 - Análise das barras de 600 mm de comprimento com 50 pontos. Em destaque, análise efetuada com 12 pontos. ....	174
Figura 6.22 - Análise das barras de 800 mm de comprimento com 50 pontos. Em destaque, análise efetuada com 12 pontos. ....	174
Figura 6.23 - Análise das barras de 1200 mm de comprimento com 50 pontos. Em destaque, análise efetuada com 12 pontos. ....	175
Figura 6.24 - Análise das barras de 1400 mm de comprimento com 50 pontos. Em destaque, análise efetuada com 12 pontos. ....	175
Figura 6.25 - Análise das barras de 2400 mm de comprimento com 50 pontos. Em destaque, análise efetuada com 12 pontos. ....	175
Figura 6.26 - Primeiros 25 modos da análise com discretização de 50 pontos. Destaque para os modos GBT de maior participação modal. ....	176
Figura 6.27 - Modos GBT da análise com discretização de 12 pontos. Destaque para os modos GBT de maior participação modal. ....	177
Figura 6.28 - Análise do número de componentes da PCA. ....	178
Figura 6.29 - Mapa perceptual da PCA considerando os 3 primeiros componentes. ....	178
Figura 6.30 - Análise das participações dos modos 5, 6 e 9. ....	180
Figura 6.31 - Análise hierárquica dos valores de participação modal. ....	181
Figura 6.32 - Comportamento das amplitudes modais para o modo 5. ....	182
Figura 6.33 - Comportamento das amplitudes modais para o modo 6. ....	184
Figura 6.34 - Comportamento das amplitudes modais para o modo 9. ....	185
Figura 6.35 - Correspondência entre os grupos I e II e a classificação quanto às amplitudes normalizadas. ....	187
Figura 6.36 - Comportamento das amplitudes para o modo 5. ....	188
Figura 6.37 - Comportamento das amplitudes para o modo 6. ....	188
Figura 6.38 - Comportamento das amplitudes para o modo 9. ....	189

Figura 6.39 - Comportamento do módulo (mm) das amplitudes médias, máximas e mínimas. .....	190
Figura 6.40 – Recomendações dos ensaios de coluna curta. ....	193
Figura 6.41 - Análise de estabilidade elástica efetuada para a coluna sem perfurações. ....	194
Figura 6.42 - Transdutores para o ensaio de compressão. ....	195
Figura 6.43 - Ensaio das colunas sob compressão centrada. ....	196
Figura 6.44 - Resultados para as colunas de comprimento 300 mm.....	197
Figura 6.45 - Resultados para as colunas de comprimento 600 mm.....	198
Figura 6.46 - Resultados para as colunas de comprimento 1200 mm.....	199
Figura 6.47 - Resultados para as colunas de comprimento 2400 mm.....	200
Figura 6.48 - Nós analisados na seção transversal para o estudo das imperfeições geométricas iniciais. ....	202
Figura 6.49 - Comportamento do deslocamento Z para os nós 9 e 22.....	202
Figura 6.50 - Diferenças no comportamento das amplitudes dos modos 2, 3, 11 e 12 para as colunas de 600 mm. ....	203
Figura 6.51 - Análise do campo de deslocamento para as barras maiores.....	204
Figura 6.52 - Análise de estabilidade elástica efetuada para as colunas perfuradas. ....	206
Figura 6.53 - Análise das previsões normativas aos dados experimentais. ....	206
Figura 6.54 - Comparação entre as análises de coluna sob compressão e momento constantes. .....	208
Figura 6.55 - Ensaio de flexão a 4 pontos para a coluna. ....	209
Figura 6.56 - Análise de estabilidade elástica da coluna (sem perfurações) sujeita à flexão pura efetuada no CUFSM.....	210
Figura 6.57 – Análise do ensaio das longarinas.....	211
Figura 6.58 - Análise de estabilidade elástica da longarina considerada como perfil tubular por meio do CUFSM. ....	212
Figura 6.59 – Ensaio de flexão das colunas.....	213
Figura 6.60 - Ensaio de flexão das longarinas. ....	213
Figura 6.61 - Posição dos transdutores de deslocamento dos ensaios das colunas à flexão. .	214
Figura 6.62 - Posição dos transdutores de deslocamento dos ensaios das longarinas à flexão. .....	215
Figura 6.63 - Modo de falha de colunas de 2600 de comprimento total.....	216
Figura 6.64 - Modo de falha das colunas com 600 mm de trecho central. ....	216
Figura 6.65 - Modo de falha das colunas curtas à flexão.....	216
Figura 6.66 - Posição dos sistemas coordenados nas amostras ímpar e par. ....	217
Figura 6.67 - Resultados experimentais para ensaios F800-1&2, F1400-5&6 e F-2600-5&6. .....	218
Figura 6.68 - Análise dos deslocamentos vertical (flecha) e de distorção.....	220
Figura 6.69 – Análise da distorção para o ensaio F2600-1&2.....	221
Figura 6.70 - Análise de estabilidade elástica das colunas perfuradas à flexão.....	222
Figura 6.71 - Previsões normativas previstas pela ANSI/AISI S100:2020 e ANSI/RMI MH16.1:2012 para as barras ensaiadas à flexão. ....	223
Figura 6.72 - Análise da rigidez à flexão das colunas. ....	224
Figura 6.73 - Falha da longarina à flexão. ....	224

Figura 6.74 - Análise dos resultados experimentais das longarinas. ....	225
Figura 6.75 - Ensaio adotado para ligação BCC. Dimensões em milímetros. ....	228
Figura 6.76 - Razão momento/cortante (M/V) para pórtico com 5 baias e 4 níveis. ....	229
Figura 6.77 - Razão momento/cortante (M/V) para pórtico com 10 baias e 4 níveis. ....	229
Figura 6.78 - Instrumentação utilizada por Zhao et al. (2014). ....	230
Figura 6.79 - Definição do modelo para a determinação do centro de giro do sistema. ....	231
Figura 6.80 - Relações trigonométricas definidas para a obtenção do centro de giro O. ....	232
Figura 6.81 - Ensaios BCC realizados com e sem parafuso frontal. ....	233
Figura 6.82 - Instrumentação dos ensaios de ligação BCC. ....	234
Figura 6.83 - Análises do centro de giro para os ensaios sem e com parafuso frontal. ....	235
Figura 6.84 - Reunião dos ensaios BCC. ....	236
Figura 6.85 - Comparação entre falha das amostras sem e com parafuso frontal. ....	238
Figura 6.86 - Comparação entre as deformadas das amostras sem e com parafuso frontal. ..	238
Figura 6.87 - Detalhe para a falha nas colunas. ....	238
Figura 6.88 - Esmagamentos observados nas amostras. ....	239
Figura 6.89 - Resultados ensaio de líquido penetrante. ....	239
Figura 6.90 - Curva média do grupo controle. ....	240
Figura 7.1 - Esquemas estruturais avaliados de pilar isolado. ....	243
Figura 7.2 - Tipos de elementos finitos de pórtico previstos no Abaqus. ....	244
Figura 7.3 - Modelos de tensão residual característicos de perfis I laminados. (a) Direção das tensões residuais propostas por: (b) Galambos e Ketter (1959) e pela (c) ECCS (1984 apud VOGEL, 1985). ....	244
Figura 7.4 - Resultados dos pilares isolados sujeitos a flexão composta em torno do eixo de maior inércia. ....	245
Figura 7.5 - Portal de Vogel. ....	246
Figura 7.6 - Casos de imperfeição geométrica inicial estudados. ....	247
Figura 7.7 - Modelo prévio do Portal de Vogel via análise de estabilidade elástica. ....	248
Figura 7.8 - Condições de vínculo e carregamento impostas ao modelo final: três partes isoladas (2 pilares e uma viga) conectados rigidamente entre si. ....	249
Figura 7.9 – Análise da (a) flexibilidade do pórtico mensurada pelo deslocamento horizontal do nó esquerdo. (b) Detalhe para o comportamento das curvas no momento do colapso. ....	249
Figura 7.10 - Tipo de porta-palete estudado. ....	251
Figura 7.11 - Metodologia do estudo do porta-paletes de seções compactas. ....	253
Figura 7.12 - Condições de contorno do modelo de elementos finitos. ....	256
Figura 7.13 - Combinações de imperfeições geométricas iniciais. ....	257
Figura 7.14 - Modo de falha típico de flexo-torção das colunas. ....	259
Figura 7.15 - Metodologia para a criação do modelo reticulado. ....	262
Figura 7.16 – Alternativas para se compor o modelo reticulado e seus efeitos. ....	263
Figura 7.17 - (a) Modelo reticulado avaliado: (b) destaque para os elementos de pórtico definidos (cor vermelha) e (c) para os elementos de treliça definidos (cor vermelha). ....	265
Figura 7.18 - Resultados do estudo paramétrico em termos da diferença relativa entre as capacidades últimas numérica e experimental. ....	266

Figura 7.19 - Comportamento mecânico do modelo reticulado (ponto ótimo) frente aos resultados experimentais de Elias et al. (2018).....	267
Figura 7.20 - Modelo reticulado proposto. ....	270
Figura 7.21 - Modelos utilizados para a validação do modelo reticulado. ....	271
Figura 7.22 - Destaque para os EFs definidos pelas curva média dos CPs curvos.....	272
Figura 7.23 – Diferenças relativas entre a capacidade última numérica e experimental obtidas do estudo paramétrico amplo realizado com modelos (baseados na medição n70) de colunas de 1200 mm à compressão.....	274
Figura 7.24 - Análise paramétrica para as amostras n47 e n71, referentes aos ensaios C1200-1 e C1200-3, respectivamente. ....	276
Figura 7.25 - Validação das colunas de comprimento 1200 mm. Os modelos reticulados são identificados pelas propriedades geométricas adotadas, ( $A_{treliça}$ , $A_{pórtico}$ ) em mm <sup>2</sup> . ....	277
Figura 7.26 - Estudos paramétricos efetuados para o modelo reticulado sob compressão.....	279
Figura 7.27 - Reunião das regiões ótimas das colunas à compressão (resultado de 3072 colunas analisadas).....	280
Figura 7.28 - Validação das colunas de comprimento 600 e 2400 mm. Os modelos reticulados são identificados pelas propriedades geométricas adotadas, ( $A_{treliça}$ , $A_{pórtico}$ ) em mm <sup>2</sup> . ....	282
Figura 7.29 - Modos de falha obtidos para a condição validada ( $A_{treliça}$ , $A_{pórtico}$ ) = (2,6; 6,5) mm <sup>2</sup> para colunas de 600, 1200 e 2400 mm.....	284
Figura 7.30 - Resultados do estudo paramétrico de colunas de 1200 mm de comprimento sob momento fletor constante.....	285
Figura 7.31 - Comparação do estudo paramétrico de colunas de 1200 mm à flexão com (a) colunas de 600 mm à flexão e (b) colunas de 1200 mm à compressão. ....	286
Figura 7.32 - Validação dos modelos à flexão em termos de modo de falha. Os modelos reticulados são identificados pelas propriedades geométricas adotadas, ( $A_{treliça}$ , $A_{pórtico}$ ) em mm <sup>2</sup> . ....	287
Figura 7.33 - Análise do modelo em EFs sólidos da coluna perfurada de 600 mm. ....	289
Figura 7.34 - Análise das expressão M-N nos modelos de 1200 mm à compressão e à flexão. ....	290
Figura 7.35 - Comparação entre os modelos MEF convencionais discretizados em EFs de casca e sólidos com o modelo reticulado para uma coluna de 600 mm de comprimento. ....	292
Figura 7.36 – Exemplo de rack analisado: projeto 4x4 (4 níveis e 4 baias). ....	298
Figura 7.37 – Modos adotados de imperfeição geométrica inicial local/localizada. ....	300
Figura 7.38 - Uso de <i>reference points</i> (RPs).....	302
Figura 7.39 - Detalhe das ligações BCC e da base.....	302
Figura 7.40 - Análise dos valores das rotações UR3 (rad) nos modelos avançados convencionais. ....	310
Figura 7.41 - Análise dos valores das rotações UR3 (rad) nos modelos avançados reticulados. ....	310
Figura 7.42 - Comparação entre o modo de falha da análise avançada convencional de base elástica e o modelo E.M5-máx-4°. Deslocamentos ampliados em 10 vezes. ....	313
Figura 7.43 - Diagramas da coluna C3 para os modelos convencional e E.M5-máx-4°.....	313
Figura 7.44 - Análise da flexibilidade do modelos reticulado frente aos modelos convencionais de base elástica, elasto-plástica e rígida.....	314

Figura 7.45 - Análise das normas de projeto com o aumento do número de baias do rack. ...	317
Figura 7.46 - Análises E.M5-máx para os racks 4x4, 4x8 e 4x12. Deslocamentos U1 em milímetros. Deslocamentos ampliados em 10 vezes. ....	319
Figura 7.47 - Modo de falha das colunas centrais dos modelos E.M5-máx. Deslocamentos U1 em milímetros. Deslocamentos ampliados em 10 vezes. ....	319
Figura 7.48 - Análise da deslocabilidade das análises estruturais segundo o AISI e o RMI. ....	320
Figura 7.49 - Análise da deslocabilidade máxima dos racks 4x4 e 4x8. ....	321
Figura 7.50 - Comparação entre as capacidades últimas (R) dos modelos reticulados e dos modelos convencionais de base elástica. ....	323
Figura A.1- Detalhes do posicionamento dos corpos-de-prova da coluna e da longarina. Dimensões em milímetros. ....	347
Figura A.2- Seção transversal dos corpos de prova curvos. ....	348
Figura A.3 - Medição dos corpos-de-prova curvos. Dimensões em milímetros. ....	348
Figura A.4 - Relações trigonométricas na seção transversal. ....	348
Figura B.1 - Exemplos da análise da espessura do laser. ....	353
Figura B.2 - Tipos de tratamento de dados adotados aplicados na medição da coluna. ....	354
Figura C.1 - Validação efetuada com a peça de referência. ....	356
Figura C.2 - Padrões de referência 150x150 mm e 180x180 mm utilizados na validação. ...	358
Figura C.3 - Análise da convergência dos valores do desvio padrão s para as análises com o padrão 150x150 mm. ....	361
Figura C.4 - Certificado de calibração: página 1/3. ....	362
Figura C.5 - Certificado de calibração: página 2/3. ....	363
Figura C.6 - Certificado de calibração: página 3/3. ....	364
Figura D.1 - Resultados experimentais para as colunas de 800 mm de comprimento total. ...	366
Figura D.2 - Resultados experimentais para as colunas de 1400 mm de comprimento total. ....	367
Figura D.3 - Resultados experimentais para as colunas de 2600 mm de comprimento total. ....	368
Figura E.1 - Relações trigonométricas definidas para a obtenção do centro de giro O. ....	369
Figura E.2 - Análises do centro de giro para os ensaios com a longarina soldada à esquerda. ....	371
Figura E.3 - Análises do centro de giro para os ensaios com a longarina soldada à direita. ...	372



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 - Detalhes dos estudos experimentais desenvolvidos na EESC-USP.....	42
Tabela 2.1 - Valores de amplitude para a imperfeição de falta de prumo segundo as normas de projeto de racks.....	59
Tabela 2.2 - Comparação entre os ensaios apresentados para a ligação longarina-coluna. ....	77
Tabela 4.1 - Recomendações da ANSI/AISI S100:2020.....	112
Tabela 4.2 - Comparação entre as recomendações normativas expostas quanto à análise estrutural. ....	131
Tabela 4.3 - Comparação entre as recomendações das normas expostas quanto ao dimensionamento.....	132
Tabela 4.4 - Diferentes classificações quanto à sensibilidade aos deslocamentos laterais e seus efeitos na análise estrutural.....	133
Tabela 4.5 - Opções do MRD avaliadas por Moen (2008).....	134
Tabela 4.6 – Métodos de projeto avaliados no presente estudo. ....	139
Tabela 5.1 - Métodos avaliados para a abordagem do comprimento efetivo.....	142
Tabela 5.2 - Métodos avaliados para a abordagem da força nocional.....	143
Tabela 6.1 - Resultados do ensaio de tração direta.....	158
Tabela 6.2 - Resultados das curvas médias. ....	162
Tabela 6.3 - Relação de colunas medidas.....	171
Tabela 6.4 - Colunas que compõe os grupos I e II definidos pelo agrupamento hierárquico.	181
Tabela 6.5 - Reunião de colunas sob compressão centrada.....	201
Tabela 6.6 - Relação entre os comprimentos das colunas ensaiadas à compressão e à flexão. ....	209
Tabela 6.7 - Reunião de colunas e longarinas sob flexão a 4 pontos. ....	215
Tabela 6.8 - Exigências normativas para os ensaios BCC. ....	227
Tabela 6.9 - Resultados das amostras ensaiadas.....	236
Tabela 7.1 - Etapas da validação da análise avançada. ....	241
Tabela 7.2 – Fatores de carga de colapso de diferentes análises. ....	250
Tabela 7.3 - Valores de carregamento obtidos no pico das análises avançadas.....	258
Tabela 7.4 - Resultado das expressões de interação M-N. ....	258
Tabela 7.5 - Resultados do estudo paramétrico em termos de modo de falha da coluna. ....	267

Tabela 7.6 - Análise dos modos de falha das colunas de 1200 mm com 2% de diferença relativa. .....	275
Tabela 7.7 - Análise dos modos de falha das colunas de 600 mm com 1% de diferença relativa e de colunas de 2400 mm com 2% de diferença relativa.....	282
Tabela 7.8 - Características dos modelos MEF avaliados.....	303
Tabela 7.9 - Características avaliadas nos modelos das análises avançadas.....	304
Tabela 7.10 - Procedimentos avaliados para a determinação dos esforços resistentes.....	304
Tabela 7.11 - Comparação entre tipos de análises avançadas desenvolvidas.....	305
Tabela 7.12 - Resultados das análises dos racks 4x4 com bases elástica, elasto-plástica e rígida. .....	307
Tabela 7.13 - Modos governantes na determinação de $N_{c,Rk}$ e $M_{Rk}$ em cada abordagem.....	311
Tabela 7.14 - Efeito de $K_z$ nas abordagens de projeto com base no método da análise direta aplicadas a racks 4x4.....	315
Tabela 7.15 – Resultados das análises dos racks 4x8 e 4x12 com base elástica.....	316
Tabela A.1 - Propriedades geométricas dos corpos-de-prova curvos.....	350
Tabela C.1 - Parâmetros para análise das medições efetuadas com o padrão 150x150 mm.	359
Tabela C.2 - Parâmetros para análise das medições efetuadas com o padrão 180x180 mm.	359
Tabela C.3 - Erros e incertezas para os padrões analisados.....	360

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC	<i>American Institute of Steel Construction</i>
AISI	<i>American Iron and Steel Institute</i>
ANSI	<i>American National Standards Institute</i>
ASD	<i>Allowable Strength Design</i>
BCC	Beam-to-column
CEN	<i>Comité Européen de Normalisation</i>
CUFSM	<i>Cornell University Finite Strip Method</i>
CPs	Corpo de prova (s)
DOFs	Graus de liberdade
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos
EFs	Elemento finito (s)
FLT	Flambagem lateral com torção
GBT	Teoria Generalizada de Vigas ( <i>Generalized Beam Theory</i> )
LRFD	<i>Load and Resistance Factor Design</i>
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformer</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos
MFF	Método das Faixas Finitas
MLE	Método da Largura Efetiva
MMC	Máquina de medição por coordenadas
MSE	Método da Seção Efetiva
MRD	Método da Resistência Direta
PCA	Análise dos Componentes Principais ( <i>Principal Component Analysis</i> )
PPF	Perfil formado a frio
RMI	<i>Rack Manufacture Institute</i>
RPs	<i>Reference points</i>
SPR	<i>Steel pallet rack</i>
USP	Universidade de São Paulo



# LISTA DE SÍMBOLOS

## Letras romanas

$A, A_g$	Área bruta da seção transversal
$A_{avg}$	Área obtida pela média ponderada entre as regiões sem e com furos
$A_{curvas}$	Área total da seção transversal referentes às regiões curvas
$A_{ef}$	Área efetiva da seção transversal
$A_n$	Área líquida da seção transversal mínima
$B$	Bias, erro da técnica
$B_1$	Coefficiente amplificador dos esforços solicitantes referente às imperfeições locais
$B_2$	Coefficiente amplificador dos esforços solicitantes referente às imperfeições globais
$B_c$	Parâmetro utilizado no cálculo da resistência ao escoamento das curvas
$C$	Parâmetro empregado no cálculo da resistência ao escoamento modificada
$C_b$	Fator de modificação para momento fletor não-uniforme
$C_m$	Coefficiente em função da razão entre o menor e o maior dos momentos fletores solicitantes de cálculo na estrutura nt
$C_R$	Centro de rotação
$C_w$	Constante de empenamento da seção transversal
$C_{wn}$	Constante de empenamento da seção transversal as seção mínima líquida
$d$	Largura da coluna
$d_{DT}$	Distância entre os medidores de deslocamento
$e$	Excentricidade entre a longarina e a coluna
$E$	Módulo de elasticidade do aço
$E_c$	Módulo de elasticidade longitudinal do piso de concreto
$f$	Função de mapeamento da imagem distorcida para a corrigida
$f_y$	Resistência ao escoamento do aço
$f_{ya}$	Resistência ao escoamento do aço modificada, considerando o trabalho a frio
$f_{yc}$	Resistência ao escoamento do aço na região das dobras do perfil
$f_{yd}$	Resistência de cálculo ao escoamento do aço
$f_{yf}$	Resistência ao escoamento do aço para as partes planas do perfil
$f_{yv}$	Resistência ao escoamento do aço virgem
$f_{uv}$	Resistência à ruptura do aço virgem na tração
$F$	Rigidez inicial das ligações
$F_n$	Tensão nominal de compressão calculada para os modos de instabilidade global
$G$	Módulo de elasticidade transversal
$h$	Altura do andar (distância entre os eixos das vigas)
$H$	Altura total do rack

$H_{Ed}$	Força horizontal de projeto total, incluindo forças equivalentes transferidas pelo piso prevista pelo Eurocode 3 CEN/EN 1993-1-1:2005
$H_A$	Força nocional
$I$	Momento de inércia da seção bruta
$I_C$	Momento de inércia da coluna em torno do eixo paralelo ao montante
$I_x; I_y$	Momentos de inércia da seção bruta em relação aos eixos principais $x$ e $y$ , respectivamente
$I_{avg}$	Momento de inércia obtido pela média ponderada entre as regiões sem e com furos
$I_L$	Momento de inércia da longarina em torno do eixo paralelo ao piso
$I_M$	Momento de inércia do montante
$J$	Constante de torção da seção
$J_{avg}$	Constante de torção da seção obtido pela média ponderada entre as regiões sem e com furos
$k$	Coefficiente de flambagem local do elemento
$K$	Coefficiente de flambagem de barras comprimidas
$K_x L_x$	Comprimento efetivo de flambagem global em relação ao eixo principal $x$
$K_y L_y$	Comprimento efetivo de flambagem global em relação ao eixo principal $y$
$K_z L_z$	Comprimento efetivo de flambagem global por torção
$l_t$	Estrutura em que há a aplicação das reações das contenções fictícias aplicadas em sentido contrário nos mesmos pontos em que tais contenções foram colocadas na Estrutura nt ( $l_t$ significa “ <i>lateral translation</i> ”)
$L$	Comprimento da barra
$L_C$	Comprimento da coluna
$L_g$	Comprimento das regiões do perfil sem furos
$L_L$	Comprimento da longarina
$L_n$	Comprimento das regiões do perfil com furos
$L_V$	Distância entre a face da coluna e o ponto de aplicação da força vertical $V$
$m$	- Número de pilares ou vigas a serem contidos lateralmente - Parâmetro utilizado no cálculo da resistência ao escoamento das curvas
$M$	- Momento fletor, em geral - Matriz de correção da perspectiva
$M_A$	Momento fletor solicitante, em módulo, no 1º quarto do segmento analisado para FLT
$M_B$	Momento fletor solicitante, em módulo, no centro do segmento analisado para FLT
$M_C$	Momento fletor solicitante, em módulo, no 3º quarto do segmento analisado para FLT
$M_{dist}$	Momento fletor de flambagem distorcional elástica
$M_e$	Momento fletor de flambagem global elástica (FLT)
$M_l$	Momento fletor de flambagem local elástica
$M_{l_t}$	Momento fletor solicitante de cálculo obtido da estrutura $l_t$
$M_{máx}$	Momento fletor solicitante máximo, em módulo, no segmento analisado para FLT

$M_{nt}$	Momento fletor solicitante de cálculo obtido da estrutura $nt$
$M_{Rd}$	Momento fletor resistente de cálculo
$M_{Rk}$	Momento fletor resistente característico
$M_{Sd}$	Momento fletor solicitante de cálculo
$n$	- número de amostras - número de nós discretizados para análise da seção via GBT - número de baias (módulos) do rack
$nt$	Estrutura em que os nós são impedidos de se deslocar horizontalmente devido à imposição de contenções horizontais fictícias em cada andar ( $nt$ significa “no translation”)
$N$	Força ou esforço normal, em geral
$N_{c,Rdist}$	Força axial de compressão resistente referente ao modo distorcional
$N_{c,Re}$	Força axial de compressão resistente referente ao modo global
$N_{c,Rl}$	Força axial de compressão resistente referente ao modo local
$N_{c,Rd}$	Força axial de compressão resistente de cálculo
$N_{c,Rk}$	Força axial de compressão resistente característica
$N_{c,Sd}$	Força axial de compressão solicitante de cálculo
$N_{coluna-curta}$	Força última de ruptura observada na amostra do ensaio de coluna curta
$N_{dist}$	Força axial de flambagem distorcional elástica
$N_{d2}$	Força axial de flambagem distorcional elástica definida para aplicação do MRD de seções perfuradas
$N_e$	Força axial de flambagem elástica
$N_{er}$	Força de flambagem (elástica ou inelástica) definida pela ASCE (1997)
$N_{ex}; N_{ey}$	Forças axiais de flambagem global elástica por flexão em relação aos eixos principais $x$ e $y$ , respectivamente
$N_{ez}$	Força axial de flambagem global elástica por torção
$N_{exz}$	Força axial de flambagem global elástica por flexo-torção
$N_i$	Força nocional relativa ao andar $i$
$N_l$	Força axial de flambagem local elástica
$N_{lt}$	Força axial solicitante de cálculo obtida da estrutura $lt$
$N_{nt}$	Força axial solicitante de cálculo obtida da estrutura $nt$
$N_{Sd1}$	Força axial de compressão solicitante de cálculo oriunda da análise de primeira ordem
$N_y$	Força axial de plastificação
$N_{yn}$	Força axial de plastificação da seção mínima líquida
$p$	Passo das perfurações das colunas utilizadas no presente estudo
$P-\Delta$	Efeitos globais de segunda ordem
$P-\delta$	Efeitos locais de segunda ordem
$r_0$	Raio de giração polar da seção em relação ao centro de torção
$r_{0,avg}$	Raio de giração polar da seção em relação ao centro de torção obtido pela média ponderada entre as regiões sem e com furos
$r_2$	Menor raio de giração da seção transversal bruta
$r_{2,n}$	Menor raio de giração da seção transversal líquida mínima
$R$	Raio interno da curva

$s$	Desvio padrão
$t$	Espessura da seção transversal
$t_p$	Espessura da placa de base
$t_w$	Espessura da parede da coluna
$t_{95}$	Fator obtido pela distribuição t-Student o qual garante o nível de confiança de 95%.
$U$	Incerteza da técnica
$V$	Força vertical concentrada
$V_{0,85}$	85% do valor da capacidade do sistema
$\overline{V}_{MMC}$	Valor médio obtido pela MMC
$\overline{V}_{Torno}$	Valor médio da grandeza obtida pela técnica proposta aplicada ao torno mecânico
$x_0$	Distância do centroide ao centro de torção na direção principal $x$
$x_{0,avg}$	Distância do centroide ao centro de torção na direção principal $x$ obtido pela média ponderada entre as regiões sem e com furos
$w$	- Largura plana do elemento - Espessura do laser
$W$	- Carregamento vertical aplicado (unidades de carga) - Maior dimensão da seção transversal da coluna - Módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra extrema que atinge o escoamento
$W_{ef}$	Módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra extrema que atinge o escoamento
$W_c$	Módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra extrema comprimida
$W_{c,ef}$	Módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra extrema comprimida
$W_{c,n}$	Módulo de resistência elástico da seção líquida, mínima, em relação à fibra extrema comprimida
$W_n$	Módulo de resistência elástico da seção líquida, mínima, em relação à fibra extrema que atinge o escoamento
$y_0$	Distância do centroide ao centro de torção na direção principal $y$
$y_{0,avg}$	Distância do centroide ao centro de torção na direção principal $y$ obtido pela média ponderada entre as regiões sem e com furos
$Y_i$	Resultante dos carregamentos verticais de cada andar $i$

### Letras gregas

$\alpha_{cr}$	Fator de amplificação de carregamento previsto pelo Eurocode 3 CEN/EN 1993-1-1:2005
$\alpha_{red}$	Fator de redução
$\Delta$	Imperfeição geométrica inicial global
$\Delta_{\#i}$	Deslocamento medido do transdutor de deslocamento $\#i$
$\delta$	Imperfeição equivalente local

$\delta_{H,Ed}$	Deslocamento horizontal interpavimento quando a estrutura é carregada com cargas horizontais (previsto pelo Eurocode 3 CEN/EN 1993-1-1:2005)
$\varepsilon_t$	Deformação verdadeira
$\xi$	Fator correspondente à imperfeição geométrica inicial do sistema
$\varphi$	Fator de ponderação da força nocional definida pela AS4084:2012
$\varphi_s$	Fator referente à falta de prumo
$\varphi_l$	Fator referente à frouxidão (folga) da ligação
$\lambda_0$	Índice de esbeltez reduzido associado à flambagem global
$\lambda_{dist}$	Índice de esbeltez reduzido associado à flambagem distorcional
$\lambda_{d1}; \lambda_{d2}$	Índices de esbeltez definidos para aplicação do MRD de seções perfuradas
$\lambda_l$	Índice de esbeltez reduzido associado à flambagem local
$\theta$	Rotação
$\theta_b$	Rotação da longarina
$\theta_c$	Rotação da coluna
$\sigma_{cri}$	Tensão crítica elástica
$\sigma_{ex}$	Tensão crítica elástica referente à instabilidade por flexão em relação ao eixo principal $x$
$\sigma_{ey}$	Tensão crítica elástica referente à instabilidade por flexão em relação ao eixo principal $y$
$\sigma_{ez}$	Tensão crítica elástica referente à instabilidade por torção
$\sigma_t$	Tensão verdadeira
$\tau_b$	Parâmetro de redução da rigidez para análises de segunda ordem
$\nu$	Coefficiente de Poisson do aço, adotado igual a 0,3
$\gamma, \phi$	Coefficiente de ponderação das resistências
$\psi$	Falta de prumo do rack
$\chi$	Fator de redução associado à resistência à compressão
$\chi_{FLT}$	Fator de redução do momento fletor resistente, associado à FLT



# SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>35</b>
	<b>1.1 Objetivo .....</b>	<b>39</b>
	<b>1.2 Justificativa .....</b>	<b>40</b>
	<b>1.3 Metodologia .....</b>	<b>41</b>
	<b>1.4 Estrutura da tese.....</b>	<b>43</b>
<b>2</b>	<b>ESTRUTURA PORTA-PALETE .....</b>	<b>45</b>
	<b>2.1 Sistema global: efeitos de segunda ordem .....</b>	<b>45</b>
	<b>2.2 Colunas .....</b>	<b>49</b>
	<b>2.3 Imperfeições geométricas .....</b>	<b>57</b>
	<b>2.3.1 Métodos aproximados para a consideração das imperfeições .....</b>	<b>63</b>
	<b>2.4 Ligações semirrígidas.....</b>	<b>68</b>
	<b>2.4.1 Programas experimentais .....</b>	<b>73</b>
	<b>2.5 Considerações finais .....</b>	<b>81</b>
<b>3</b>	<b>DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO.....</b>	<b>83</b>
	<b>3.1 Dimensionamento de barras sujeitas a esforços combinados.....</b>	<b>83</b>
	<b>3.2 Métodos de dimensionamento à compressão .....</b>	<b>85</b>
	<b>3.2.1 Método do comprimento efetivo de flambagem .....</b>	<b>85</b>
	<b>3.2.2 Método da análise direta .....</b>	<b>93</b>
	<b>3.2.3 Análise avançada .....</b>	<b>98</b>
	<b>3.3 Considerações finais .....</b>	<b>100</b>
<b>4</b>	<b>PROCEDIMENTOS NORMATIVOS.....</b>	<b>101</b>
	<b>4.1 Estruturas de perfis soldados e laminados .....</b>	<b>102</b>
	<b>4.1.1 ABNT NBR 8800:2008 .....</b>	<b>102</b>
	<b>4.1.2 ANSI/AISC 360:2016.....</b>	<b>104</b>
	<b>4.2 Estruturas de perfis formados a frio .....</b>	<b>108</b>
	<b>4.2.1 ABNT NBR 14762:2010 .....</b>	<b>108</b>

	4.2.2	<i>ANSI/AISI S100:2020</i>	112
	4.3	<b>Estruturas de armazenagem</b>	123
	4.3.1	<i>ABNT NBR 15524-2:2007</i>	125
	4.3.2	<i>ANSI/RMI MH16.1:2012</i>	126
	4.4	<b>Análise dos procedimentos normativos</b>	128
	4.4.1	<i>Considerações finais</i>	139
<b>5</b>		<b>ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE PORTA-PALETES</b>	<b>141</b>
<b>6</b>		<b>ANÁLISE EXPERIMENTAL</b>	<b>153</b>
	6.1	<b>Materiais utilizados</b>	153
	6.1.1	<i>Caracterização do material</i>	154
	6.1.2	<i>Imperfeições geométricas iniciais</i>	162
	6.1.2.1	<i>Método de medição óptico-mecânico</i>	162
	6.1.2.2	<i>Definição das amostras</i>	170
	6.1.2.3	<i>Análise das imperfeições</i>	172
	6.2	<b>Colunas à compressão centrada</b>	192
	6.2.1	<i>Definição das amostras</i>	192
	6.2.2	<i>Ensaio</i>	196
	6.3	<b>Flexão a 4 pontos</b>	207
	6.3.1	<i>Definição das amostras</i>	208
	6.3.2	<i>Ensaio</i>	212
	6.4	<b>Ensaio da ligação longarina-coluna</b>	225
	6.4.1	<i>Definição das amostras</i>	226
	6.4.2	<i>Ensaio</i>	232
<b>7</b>		<b>ANÁLISE NUMÉRICA</b>	<b>241</b>
	7.1	<b>Validação da análise avançada no contexto dos perfis compactos</b>	242
	7.1.1	<i>Membros isolados e Portal de Vogel</i>	243
	7.1.2	<i>Estudo de caso: porta-paletes irregulares</i>	250
	7.1.2.1	<i>Definição dos modelos</i>	251
	7.1.2.2	<i>Análise dos racks irregulares</i>	257

7.2	<b>Validação da análise avançada no contexto dos PFF</b> .....	261
7.2.1	<i>Metodologia do modelo reticulado</i> .....	262
7.2.2	<i>Validação do modelo reticulado</i> .....	269
7.2.2.1	<i>Definição do modelo reticulado do presente estudo</i> .....	269
7.2.2.2	<i>Validação dos modelos reticulados sob compressão centrada</i> .....	273
7.2.2.3	<i>Análise comparativa: modelos reticulados à compressão vs à flexão</i> .	285
7.2.2.4	<i>Análise do custo computacional</i> .....	291
7.2.2.5	<i>Considerações finais</i> .....	294
7.3	<b>Análise dos procedimentos normativos aplicados aos racks</b> .....	296
7.3.1	<i>Definição dos modelos</i> .....	297
7.3.2	<i>Análise dos racks 4x4</i> .....	306
7.3.3	<i>Análise comparativa: racks 4x4, 4x8 e 4x12</i> .....	316
7.3.4	<i>Considerações finais</i> .....	325
8	<b>CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS</b> .....	329
8.1	<b>Sugestões para trabalhos futuros</b> .....	337
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	339
	<b>APÊNDICE A - Corpos-de-prova ensaio de tração direta</b> .....	347
A.1	<b>Posicionamento dos corpos de prova</b> .....	347
A.2	<b>Caracterização geométrica dos corpos-de-prova curvos</b> .....	348
	<b>APÊNDICE B – Tratamento de dados de medição</b> .....	351
B.1	<b>Determinação dos parâmetros da distorção</b> .....	351
B.2	<b>Deteção dos pixels de interesse</b> .....	352
	<b>APÊNDICE C – Validação do método de medição óptico-mecânico</b> .....	355
C.1	<b>Processo de calibração indireta</b> .....	355
C.2	<b>MMC Croma 060806: Certificado de Calibração</b> .....	361
	<b>APÊNDICE D – Dados do ensaio de colunas à flexão</b> .....	365
	<b>APÊNDICE E – Centro de giro das ligações BCC</b> .....	369
E.1	<b>Posição do centro de giro</b> .....	369
E.2	<b>Resultado da análise da posição do centro de giro</b> .....	370

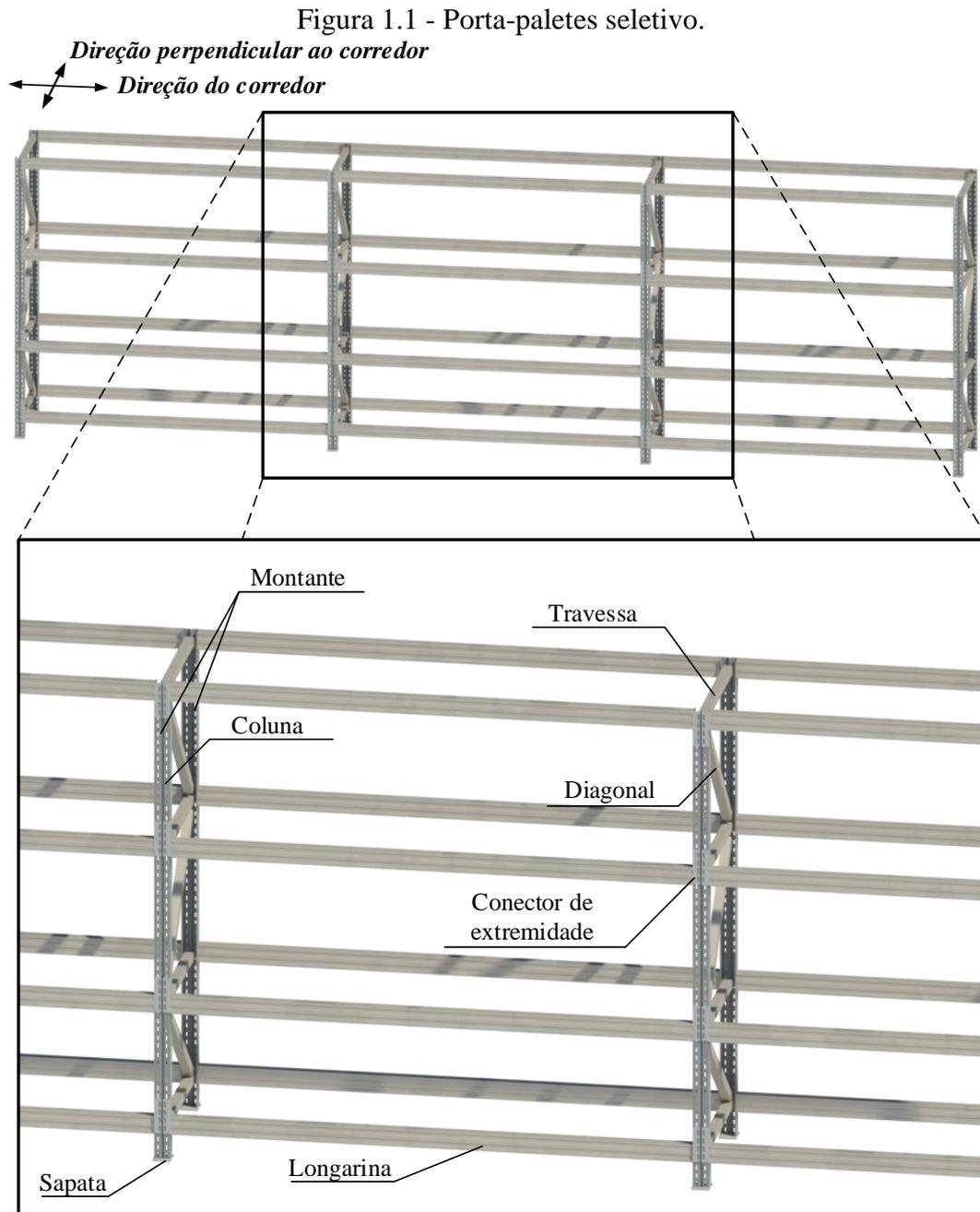


# 1 INTRODUÇÃO

As estruturas metálicas de armazenagem, também chamadas de “racks” ou “porta-paletes seletivos”, vêm ganhando destaque no mercado por propiciar o estoque de grande quantidade de mercadorias em um espaço limitado. São estruturas caracterizadas por baixo custo, requererem equipamentos específicos de manipulação (e.g. empilhadeiras) e pela leveza de sua estrutura devido ao grande uso de perfis formados a frio (PFF). Todavia, as características que as tornam eficientes como sistemas de armazenagem, tornam seu dimensionamento um processo complexo, principalmente no contexto do método do comprimento efetivo – única abordagem prevista nas normas vigentes de racks brasileira e americana.

A Figura 1.1 apresenta os principais elementos de uma estrutura porta-paleta definidos pela ABNT NBR 15524-1:2007. Na Figura 1.1, “colunas” são os elementos estruturais verticais e “longarinas”, os horizontais. As longarinas são usualmente soldadas a conectores de extremidade a fim de viabilizar sua fixação nas colunas, geralmente, por meio de encaixe. Aos pares, no mesmo plano horizontal, as longarinas suportam as unidades de carga. O contraventamento na direção perpendicular ao corredor é composto por diagonais e travessas e, juntamente com o par de colunas, compõe o montante. Por fim, “sapata” é o nome dado à placa de base com a função de fixação da estrutura ao piso. Tal fixação geralmente é viabilizada por chumbadores (ABNT NBR 15524-1:2007).

O porta-paleta seletivo apresenta dois tipos de sistema de contraventamento, como mostra a Figura 1.1. Na direção do corredor, trata-se de uma estrutura deslocável (“momento resistente”), i.e., um esquema estrutural em que a estabilidade do pórtico é garantida pela rigidez dos pilares e vigas e, principalmente, das ligações semirrígidas. Na direção perpendicular ao corredor, há um sistema de contraventamento em que as colunas são interligadas definindo um montante treliçado. Este tipo de sistema corresponde aos “pórticos em forma de treliça” segundo a ABNT NBR 8800:2008 e o entendimento de seu comportamento mecânico mostra-se menos complexo.



Fonte: próprio autor.

Configurando como um dos principais elementos do rack, as colunas geralmente são seções mono ou duplamente simétricas com padrões de perfurações como mostra a Figura 1.2. Ou seja, trata-se de perfis que propiciam tanto instabilidades de flexão quanto torcionais ou flexo-torsionais. Além disso, segundo Bernuzzi et al. (2015a), a principal diferença dos porta-paletes para as estruturas metálicas ditas “tradicional” é o uso de elementos formados a frio com alta razão largura/espessura. Desta forma, há ainda uma grande influência dos modos de instabilidade local e distorcional, e suas interações com os modos globais, na capacidade resistente dos membros.

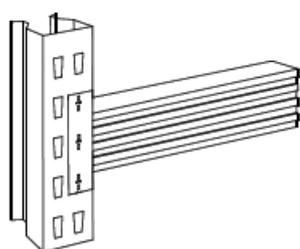
Figura 1.2 - Perfis típicos utilizados em estruturas porta-paletes.



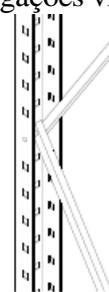
Fonte: Baldassino et al. (2019).

As ligações entre as colunas e longarinas e/ou entre a coluna e os elementos de contraventamento são viabilizadas pelos padrões de perfuração existentes nas colunas, mostrados na Figura 1.3. A ligação longarina-coluna, também conhecida como “*beam-to-column connection*” (BCC), mostrada na Figura 1.3a trata-se de uma ligação semirrígida projetada para trabalhar por encaixe, i.e., sem a utilização de soldas ou parafusos. Sua viabilidade é promovida pelos conectores de extremidade (geralmente, laminados) soldados às longarinas. Segundo Shah et al. (2016b), as ligações longarina-coluna são projetadas para trabalhar por encaixe a fim de propiciar mudanças no projeto das estruturas ao longo dos anos. Desta forma, nota-se que as particularidades das estruturas porta-paletes advêm, principalmente, das necessidades industriais. Todavia, o custo desta versatilidade recai nas complexidades introduzidas no seu dimensionamento, principalmente na análise global dos racks na direção do corredor. As demais ligações semirrígidas de interesse não trabalham por encaixe e sim por meio do uso de parafusos e/ou chumbadores como mostra a Figura 1.3b,c.

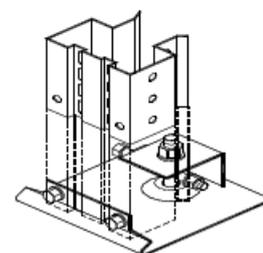
Figura 1.3 - Tipos de ligações viabilizadas pelas perfurações.



(a) Longarina-coluna



(b) Coluna-contraventamentos



(c) Ligação da base

Fonte: Baldassino et al. (2019).

Em geral, os elementos estruturais de racks (colunas, longarinas e elementos de contraventamento) são sujeitos à flexão-composta. Atualmente, a norma brasileira de sistemas de armazenagem ABNT NBR 15524-2:2007 remete às especificações da ABNT NBR 14762:2001 e da ABNT NBR 8800:1986. Isto é, a ABNT NBR 15524-2:2007 não acompanhou os avanços de

dimensionamento observados nas normas brasileiras de perfis metálicos ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 14762:2010. Um dos principais avanços não contemplados foi a incorporação do método da análise direta como procedimento de cálculo, i.e., a ABNT NBR 15524-2:2007 limita o dimensionamento das barras comprimidas ao método do comprimento de flambagem. Apesar de sua adequabilidade em vários tipos de estruturas, a determinação de um coeficiente de flambagem  $K$  específico para as estruturas porta-paletes não é uma tarefa trivial, principalmente na análise global do rack na direção do corredor.

Embora o porta-paletes seja uma estrutura espacial, as especificações normativas atuais para racks permitem a análise global desse tipo de estrutura considerando-a como um conjunto de pórticos planos paralelos e perpendiculares aos corredores. Neste contexto, enquanto na direção perpendicular ao corredor a análise do rack por meio do método do comprimento efetivo mostra-se menos complexa, por ser uma estrutura treliçada ( $K$  igual a 1), a análise global na direção do corredor não é uma tarefa trivial. Além de suscetíveis a modos de instabilidade locais, distorcionais e globais de suas colunas perfuradas, o sistema momento resistente na direção do corredor torna o rack mais suscetível à instabilidade do sistema, como também às diversas tipologias de ligações por encaixe e de base, tornando a etapa de dimensionamento um processo complexo.

É consenso dentre as normas de projeto que uma análise estrutural deva contemplar todas as ações e efeitos desestabilizantes que possam contribuir significativamente para o comportamento da estrutura, em termos de tensões e deformações. Os principais efeitos desestabilizantes a serem considerados em uma estrutura metálica são: as não-linearidades física e geométrica, esta última comumente chamada de efeitos de segunda ordem; as tensões residuais e, não menos importante, as imperfeições geométricas iniciais. A etapa do projeto em que os efeitos desestabilizantes são contabilizados – na determinação dos esforços solicitantes ou resistentes – é o que diferencia os métodos de dimensionamento da análise direta e do comprimento efetivo de flambagem.

No método do comprimento efetivo de flambagem, uma análise estrutural mais simples é compensada pela aplicação de métodos aproximados de cálculo dos esforços resistentes que contemplam os efeitos desestabilizantes não considerados previamente. Em contrapartida, no método da análise direta grande parte dos efeitos desestabilizantes são contemplados na etapa de análise estrutural, permitindo que a etapa de determinação dos esforços resistentes seja mais simplificada utilizando o coeficiente  $K$  igual a 1 para todos os elementos. Isto é, a nítida vantagem do uso da análise direta transparece quando é aplicada para o dimensionamento de estruturas mais complexas, em especial, para sistemas momento resistentes compostos por ligações semirrígidas de base e BCC.

Neste cenário configuram os porta-paletes. Estruturas de aço formadas a frio com diversas peculiaridades cujas normas de projeto nacionais e estrangeiras, como a americana ANSI/RMI MH16.1:2012, ainda não incorporaram a metodologia da análise direta devido à falta de estudos que avaliem as atuais especificações para estas estruturas. Falta de estudos esta que recai nas dificuldades em proceder análises experimentais e numéricas de estruturas porta-paletes, seja devido aos elevados custos econômicos ou computacionais, respectivamente, normalmente requeridos para a análise global dos racks na direção do corredor. Com a finalidade de simplificar o processo do projeto, o presente estudo compara as normas de projeto atuais a fim de analisar a viabilidade do método da análise direta no contexto das estruturas porta-paletes avaliadas na direção do corredor. Para tal, análises avançadas dos racks avaliados na direção do corredor, que contemplem de forma direta os principais efeitos desestabilizantes destas estruturas, são consideradas como referência. Neste sentido, tendo em vista o elevado custo computacional oriundo de técnicas tradicionais de modelagem baseadas em elementos finitos de casca/sólido, uma abordagem baseada em modelos reticulados (“*lattice model*”) é proposta para a modelagem dos pórticos com base no Método dos Elementos Finitos (MEF) a fim de viabilizar a análise de racks de média a grandes dimensões, definidos por porta-paletes de 4 níveis e 4 à 12 baias, denominados por 4x4 e 4x12, respectivamente.

É importante ressaltar que, tendo em vista que apenas o plano do rack paralelo ao corredor é avaliado, não são contemplados no presente estudo efeitos de carregamentos laterais na direção perpendicular ao corredor. Além disso, o presente estudo visa a análise do método da análise direta de racks carregados predominantemente por carregamentos gravitacionais. Isto é, não são contemplados carregamentos laterais na direção do corredor provenientes de vento, terremoto ou outros carregamentos acidentais.

## 1.1 Objetivo

No contexto do projeto de porta-paletes formados a frio, o presente estudo visa, por meio de estudos numéricos e experimentais:

- i.* Contribuir para a avaliação dos atuais procedimentos de projeto, em especial, com base no método da análise direta previsto na ANSI/AISI S100:2020, aplicados a racks de médias a grandes dimensões (4x4 à 4x12) avaliados na direção do corredor, em que suas principais características sejam contempladas. Entre elas, destacam-se as perfurações

das colunas, as imperfeições globais, locais, e a nível da seção transversal, o efeito do trabalho a frio e o comportamento mecânico das ligações semirrígidas. Neste sentido, este objetivo contempla o seguinte objetivo específico:

- Avaliar experimentalmente as características desestabilizantes específicas do porta-palete, em especial as características de material, das imperfeições geométricas iniciais das colunas, do comportamento das ligações semirrígidas longarina-coluna para correta avaliação global dos racks.
- ii.* Instruir como desenvolver a análise avançada de estruturas compostas por PFF com reduzido custo computacional. Tal objetivo é composto pelos seguintes objetivos específicos:
- Obter experimentalmente o comportamento mecânico das colunas à compressão e à flexão, e das longarinas à flexão a fim de que tais resultados configurem como referência para a avaliação das normas de projeto e validação dos modelos numéricos;
  - Apresentar uma metodologia numérica com base em elementos finitos (EF) unidimensionais (“*lattice model*”) capaz de configurar como modelo de análise avançada, tornando-se referência para a avaliação dos procedimentos normativos e permitindo a análise de racks de grandes dimensões (4x12, e.g.).

## 1.2 Justificativa

Devido às suas peculiaridades, atualmente a análise global de estruturas porta-paletes avaliadas na direção do corredor, inevitavelmente, é efetuada em conjunto com ensaios padronizados. Somado a isso, vigoram nas normas de projeto brasileira e americana procedimentos de dimensionamento pouco práticos baseados no método do comprimento efetivo cujos resultados mostram-se, muitas vezes, conservadores. Visando, portanto, facilitar o projeto de estrutura porta-paletes na direção do corredor, o presente estudo apresenta um estudo numérico e experimental a fim de avaliar a adequabilidade de procedimentos de análise estrutural e dimensionamento com base no método da análise direta no contexto das estruturas de armazenagem.

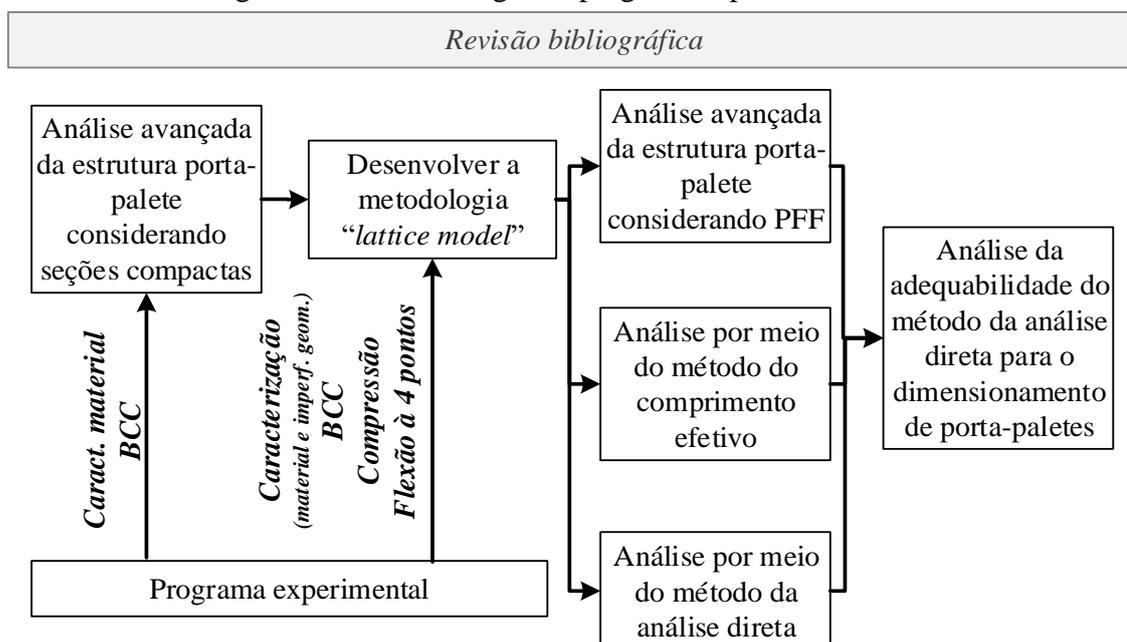
Além disso, tendo em vista as particularidades dos perfis formados a frio, em especial das colunas de racks, o presente estudo instrui como desenvolver uma análise avançada, i.e.,

uma análise estrutural em que os principais efeitos desestabilizantes da estrutura são contemplados diretamente. Para tal, uma abordagem com base em modelos reticulados (“*lattice model*”) é proposta utilizando elementos finitos unidimensionais a fim de reduzir o elevado custo computacional intrínseco de modelos de elementos finitos de casca e/ou sólidos, e.g., a fim permitir análises de pórticos mais representativos.

### 1.3 Metodologia

O presente estudo é composto de investigações experimentais e numéricas visando a avaliação dos procedimentos de projeto aplicados às estruturas porta-paletes, em especial, com base no método da análise direta. Nesse sentido, é apresentada uma revisão bibliográfica que contempla o tema em questão. São discutidas desde as características dos principais elementos de um porta-paleta até as prescrições normativas vigentes para a análise global da estrutura. Em seguida, são apresentados os ensaios efetuados nos laboratórios da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC), essenciais para a compreensão do comportamento mecânico dos elementos estruturais coluna, longarina e ligação BCC. Por fim, as discussões acerca dos método de dimensionamento são efetuadas com base nas análises numéricas desenvolvidas por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF) utilizando o *software* comercial Abaqus 6.16 2016 e *scripts* em Python. Em resumo, o estudo está fundamentado na metodologia mostrada na Figura 1.4.

Figura 1.4 - Metodologia empregada no presente estudo.



Fonte: próprio autor.

Com base na revisão bibliográfica apresentada, o presente estudo é desenvolvido fundamentalmente em duas frentes: a numérica e a experimental. Se por um lado, a numérica é a responsável por avaliar os procedimentos de projeto aplicados aos racks, a experimental provê os resultados essenciais para a construção e validação destes modelos. A Tabela 1.1 mostra em detalhe as atividades experimentais conduzidas nos laboratórios da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC-USP) durante o estudo.

Tabela 1.1 - Detalhes dos estudos experimentais desenvolvidos na EESC-USP.

<b>Laboratório</b>	<b>Atividade experimental</b>
Laboratório de Processos de Fabricação (LAMAPE)	Desenvolvimento de técnica inovadora para a medição tridimensional das colunas e longarinas
Laboratório de Metrologia	Validação da técnica de medição
Núcleo de Ensaios de Materiais e Análise de Falhas (NEMAF)	Ensaio de caracterização do material das colunas e longarinas
Laboratório de Estruturas Professor Dante Martinelli	Ensaio de compressão simples de colunas Ensaio de flexão de colunas e longarinas Ensaio das ligações semirrígidas

Fonte: próprio autor.

Quanto às análises numéricas, primeiramente, o estudo apresenta análises numéricas de racks considerando-os como perfis de seção compacta, i.e., sem a consideração dos fenômenos de instabilidades locais e distorcionais. Apesar de simplificada, tal abordagem permite definir parâmetros que serão utilizados no modelo final de PFF. Como mostrado na Figura 1.4, nesta etapa, são utilizados apenas os resultados experimentais referentes à caracterização dos materiais das colunas e longarinas e ao comportamento mecânico das ligações semirrígidas BCC.

Em uma segunda etapa, uma metodologia de análise é apresentada com base em modelos reticulados (“*lattice model*”) a fim de considerar as instabilidades locais e distorcionais das colunas por meio de modelos compostos apenas por elementos finitos (EF) unidimensionais (pórtico e treliça). Para tal, são utilizados os resultados experimentais das colunas à compressão e à flexão como referência para a validação dos modelos numéricos.

Por fim, definido o modelo reticulado e de posse das características dos racks (material, imperfeições geométricas e ligações BCC), são efetuadas as análises numéricas. Por um lado, as análises de referência são definidas por modelos reticulados em que os efeitos desestabilizantes da estrutura são modelados diretamente. Por outro, as análises estruturais com base ora no método do comprimento efetivo ora no método da análise direta permanecem sendo definidas por meio de elementos finitos de pórtico. Desta comparação, a última etapa se inicia,

em que a aplicabilidade do método da análise direta é atestada para a previsão do comportamento mecânico dos racks.

## 1.4 Estrutura da tese

O texto está organizado em 8 capítulos e 5 apêndices como apresentado a seguir.

O Capítulo 1 destina-se à exposição geral do problema a ser tratado: falta de um método de dimensionamento baseado no método da análise direta nas normas de projeto específicas de estruturas porta-paletes.

A revisão bibliográfica do presente estudo é apresentada pelos Capítulos 2, 3, 4 e 5. O Capítulo 2 expõe as características das estruturas porta-paletes em termos globais evidenciando o comportamento mecânico de seus elementos, em especial colunas e ligações semirrígidas. Posteriormente, o Capítulo 3 apresenta as vertentes de dimensionamento à flexo-compressão vigentes nas normas de projeto e o Capítulo 4 apresenta as disposições normativas vigentes. Iniciando com as previsões destinadas aos perfis soldados e laminados (os pioneiros), o Capítulo 4 apresenta as particularidades dos perfis formados a frio nas normativas ABNT NBR 14762:2010 e ANSI/AISI S100:2020, e por fim, individualiza o caso dos racks com a apresentação das normas brasileira e americana de estruturas de armazenamento. Além disso, são apresentadas discussões na literatura principalmente acerca dos procedimentos de cálculo de barras perfuradas. Por fim, o Capítulo 5 expõe o estado da arte que envolve a análise de estabilidade de porta-paletes seletivos.

O Capítulo 6 apresenta o estudo experimental desenvolvido composto pela etapa de caracterização do material das colunas e longarinas e das imperfeições geométricas iniciais das colunas. Além disso, são apresentados os ensaios responsáveis por avaliar o comportamento mecânico das colunas à compressão e à flexão, das longarinas à flexão e o das ligações semirrígidas longarina-coluna. Os resultados do Capítulo 6 configuram como dados de entrada e/ou resultados de referência para o desenvolvimento dos estudos numéricos apresentados no Capítulo 7.

O Capítulo 7 expõe o estudo numérico desenvolvido no *software* Abaqus primeiramente considerando as colunas e longarinas como seções compactas e, posteriormente aplicando a metodologia do modelo reticulado a fim de incluir na análise modos de imperfeição geométrica

inicial e modos de falha do tipo local e distorcional. Nesta etapa são avaliados os principais métodos de projeto vigentes nas normas brasileira e americana de perfis formados a frio e de sistemas de armazenagem.

Por fim, o Capítulo 8 resume as principais conclusões do estudo apresentado, principalmente acerca da análise entre os procedimentos de dimensionamento e da metodologia de modelagem desenvolvida com base em modelos reticulados.

Em caráter complementar, são apresentados os Apêndices A, B, C, D e E que apresentam detalhes de procedimentos discutidos no Capítulo 6.

O Apêndice A indica detalhes dos corpos-de-prova do ensaio de tração direta, tanto em termos do posicionamento destes corpos-de-prova nos perfis da coluna e da longarina como também acerca da determinação das propriedades geométricas dos corpos-de-prova curvos.

O Apêndice B descreve os métodos matemáticos aplicados para o tratamento das imagens capturas na medição das colunas por meio do método óptico-mecânico desenvolvido.

O Apêndice C apresenta o processo de validação do método de medição óptico-mecânico proposto para avaliar o campo de imperfeições geométricas iniciais das colunas.

O Apêndice D reúne todos os resultados dos ensaios das colunas à flexão.

Por fim, o Apêndice E apresenta a demonstração matemática das equações utilizadas para a determinação do centro de giro das ligação BCC tal como reúne os resultados dos ensaios em termos de posição do centro de giro e diagrama momento-rotação.

## 2 ESTRUTURA PORTA-PALETE

Embora o porta-paletes seja uma estrutura espacial, as especificações normativas atuais para racks permitem a análise global desse tipo de estrutura considerando-a como um conjunto de pórticos planos dispostos de forma paralela e perpendicular aos corredores. Neste tipo de abordagem, as imperfeições geométricas iniciais em um plano podem ser negligenciadas ao realizar a análise global do outro plano, por exemplo, como indicado pela EN 15512:2009. No entanto, as condições de contorno da estrutura devem ser adotadas de forma que sejam considerados os efeitos do plano perpendicular ao analisado.

A análise do projeto do rack por meio de duas análises globais ortogonais independentes, referentes às direções paralela e perpendicular ao corredor, permite caracterizá-lo em função dos tipos de sistema de contraventamento presentes. Na direção do corredor, trata-se de um sistema momento resistente dependente das capacidades das colunas e das ligações semirrígidas BCC e da base, principalmente. Por outro lado, na direção perpendicular ao corredor, os racks são compostos por um sistema treliçado cujo comportamento mecânico é menos complexo. Neste contexto, análises planas de porta-paletes recaem, não raras vezes, no entendimento do sistema na direção do corredor. O presente capítulo apresenta e discute as principais características que interferem diretamente no comportamento mecânico de racks na direção do corredor, tais como efeitos de segunda ordem, das colunas perfuradas, das imperfeições geométricas iniciais e, por fim, das ligações semirrígidas. É importante ressaltar que não são contempladas, no presente estudo, ações acidentais que provoquem carregamentos laterais ao pórtico analisado, oriundas, por exemplo, de vento e/ou terremotos.

### 2.1 Sistema global: efeitos de segunda ordem

De forma geral, as estruturas podem ser divididas em sistemas momento resistentes ou pórticos em forma de treliça. O entendimento do tipo de sistema contribui para a compreensão de seu comportamento mecânico. Para pórticos momento resistentes, como é o caso dos racks, Kanchanalai e Lu (1979) indicam que o efeito global de segunda-ordem ( $P-\Delta$ ) gerado no sistema reduz a resistência e a rigidez da estrutura, de forma que a falha ocorre quando a rigidez

lateral se torna tão pequena que torna-se insuficiente para resistir a qualquer aumento de carregamento.

A ABNT NBR 8800:2008 apresenta dois tipos de efeitos decorrentes da não-linearidade geométrica da estrutura: P- $\Delta$  e P- $\delta$ . Os efeitos globais de segunda ordem (ou P- $\Delta$ ) são os efeitos decorrentes dos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura, enquanto que os efeitos P- $\delta$  são denominados efeitos locais de segunda ordem e são decorrentes da não-linearidade dos eixos das barras. A ASCE (1997) demonstra, por meio de seus exemplos, que o efeito P- $\Delta$  tem influência direta na magnitude das reações de apoio de pórticos submetidos a ações gravitacionais e horizontais. O documento deixa claro que o efeito P- $\Delta$  independe da existência ou não de imperfeições geométrica globais, i.e., da falta de prumo da estrutura. Todavia, a existência de imperfeições globais também é uma causa do efeito P- $\Delta$ . Diferentemente do efeito P- $\Delta$ , a ASCE (1997) mostra que o efeito P- $\delta$  não afeta os valores extremos dos diagramas e sim seu comportamento ao longo do comprimento da barra.

Dadas as diferenças provocadas pelos efeitos P- $\Delta$  e P- $\delta$ , resta a dúvida de quando considerá-los. O Eurocode 3 CEN/EN 1993-1-1:2005 permite que os momentos fletores e as forças internas de uma estrutura sejam determinados por meio de dois tipos de análise estrutural: (i) análise de primeira ordem utilizando a geometria perfeita da estrutura e (ii) uma análise de segunda ordem considerando imperfeições geométricas iniciais. Segundo a norma europeia, os efeitos de segunda ordem devem ser considerados se aumentarem significativamente os esforços internos ou modificarem significativamente o comportamento estrutural. Assim, a análise de primeira ordem pode ser empregada se forem satisfeitos os critérios da Equação (1) para análises elásticas e Equação (2) para análises plásticas.

$$\alpha_{cr} = \frac{N_e}{N} \geq 10 \quad (1)$$

$$\alpha_{cr} = \frac{N_e}{N} \geq 15 \quad (2)$$

Nas Equações (1) e (2),  $\alpha_{cr}$  é o fator pelo qual o carregamento de projeto teria que ser aumentado para causar instabilidade elástica em um modo global;  $N_e$  é a força axial de flambagem elástica para o modo de flambagem global e  $N$  é o carregamento aplicado na estrutura.

A análise de segunda ordem nas normas de projeto é frequentemente efetuada por uma análise rigorosa promovida por programas computacionais robustos ou por métodos que permitam a amplificação de esforços internos oriundos de análises elásticas de primeira ordem, como é o caso do Eurocode 3 CEN/EN 1993-1-1:2005 e das normas brasileiras e americanas.

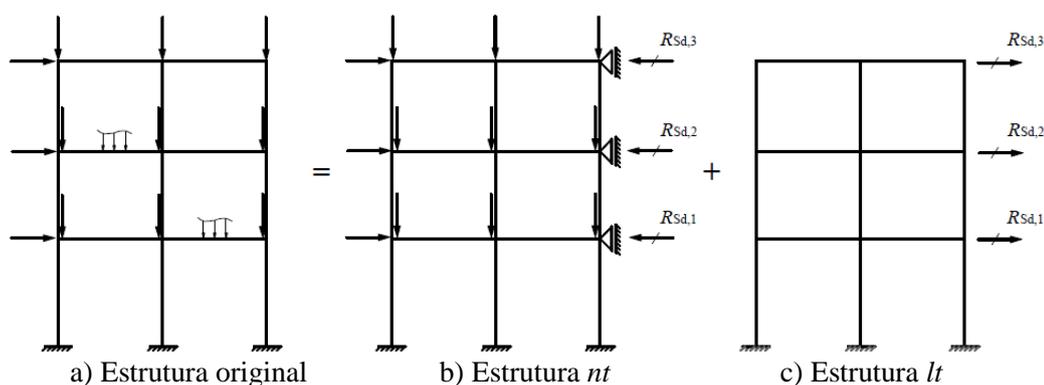
O procedimento simplificado apresentado nas normas brasileira (ABNT NBR 8800:2008) e americana (ANSI/AISC 360:2016) trata-se de uma alternativa de solução em que o problema não-linear é dividido em sucessivos problemas lineares. As recomendações brasileiras e americanas indicam os mesmos fatores para amplificar os esforços obtidos de análises de primeira ordem. Trata-se dos fatores  $B_1$  e  $B_2$ . Segundo o método da amplificação dos esforços solicitantes, em cada andar da estrutura estudada, o momento fletor e a força axial solicitantes de cálculo ( $M_{sd}$  e  $N_{sd}$ , respectivamente) devem ser determinados pelas Equações (3) e (4).

$$M_{sd} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (3)$$

$$N_{sd} = N_{nt} + B_2 N_{lt} \quad (4)$$

Nas Equações (3) e (4),  $M_{nt}$  e  $N_{nt}$  são o momento fletor e a força axial solicitantes de cálculo, respectivamente, obtidos por uma análise estrutural de primeira ordem em que os nós da estrutura são impedidos de se deslocar horizontalmente por meio de contenções fictícias (ABNT NBR 8800:2008) – tratam-se dos esforços oriundos da chamada “estrutura  $nt$ ”. Enquanto isso, os esforços  $M_{lt}$  e  $N_{lt}$  são o momento fletor e a força axial solicitantes de cálculo, respectivamente, obtidos por uma análise de primeira ordem considerando apenas o efeito dos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura (ABNT NBR 8800:2008). Esta última trata-se da “estrutura  $lt$ ”. As estruturas  $nt$  e  $lt$  podem ser observadas na Figura 2.1.

Figura 2.1 - Modelos criados no método da amplificação dos esforços solicitantes: estrutura  $nt$  e estrutura  $lt$ .



Fonte: ABNT NBR 8800:2008.

Com base na Figura 2.1, os coeficientes  $B_1$  e  $B_2$  das Equações (3) e (4) são obtidos pelas Equações (5) e (6).

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{sd1}}{N_e}} \geq 1,0 \quad (5)$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{R_s} \frac{\Delta_h}{h} \frac{\sum N_{Sd}}{\sum H_{Sd}}} \quad (6)$$

Na Equação (5),  $C_m$  trata-se de um coeficiente em função da razão entre o menor e o maior dos momentos fletores solicitantes de cálculo na estrutura  $nt$ ;  $N_{Sd}$  é a força axial de compressão solicitante de cálculo oriunda da análise de primeira ordem, trata-se, portanto, da soma ( $N_{nt} + N_{lt}$ ); e, por fim,  $N_e$  é a força de flambagem por flexão calculada com o comprimento real da barra na direção da flexão. Segundo a ABNT NBR 8800:2008, na Equação (6),  $\sum N_{Sd}$  é a carga gravitacional total que atua no andar considerado;  $R_s$  é um coeficiente de ajuste igual a 0,85 para pórticos momento resistentes e 1,0 para os demais;  $\Delta_h$  é o deslocamento relativo entre os níveis superior e inferior (deslocamento interpavimento) obtido da análise de primeira ordem da estrutura original (Figura 2.1a) ou da estrutura  $lt$  (Figura 2.1c);  $\sum H_{Sd}$  é a força cortante no andar produzida pelas forças horizontais de cálculo atuantes usadas para determinar  $\Delta_h$  e obtida na estrutura original ou na  $lt$ ; e, por fim,  $h$  é a altura do andar considerado. A ANSI/AISC 360:2016 recomenda, além da Equação (6) para o fator  $B_2$ , a Equação (7):

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum N_{Sd}}{N_{e,andar}}} \quad (7)$$

Na Equação (7),  $N_{e,andar}$  é a força crítica de flambagem elástica do andar na direção da translação considerada. Na verdade, a Equação (6) advém da Equação (7) quando  $N_{e,andar}$  é considerado igual a  $R_s \left( \sum H_{Sd} h \right) / \Delta_h$ . Desta forma,  $B_1$  é responsável por incluir os efeitos P- $\delta$  na análise enquanto o coeficiente  $B_2$  representa os efeitos P- $\Delta$ . Porém, além de permitir contabilizar os efeitos de segunda ordem, o coeficiente  $B_2$  pode ser utilizado para a classificação das estruturas quanto à sua deslocabilidade lateral.

Nas normas brasileira ABNT NBR 8800:2008 e americana ANSI/AISC 360:2016, a deslocabilidade lateral é, a rigor, dada pela razão entre os deslocamentos dos nós da estrutura obtidos por uma análise de 2ª ordem e os deslocamentos obtidos de uma análise linear geométrica, comumente representada por  $u_2/u_1$ . Todavia, tais normas divergem no tipo de deslocamento utilizado nesta classificação. Por um lado, as norma brasileiras indicam que esta razão envolve o deslocamento lateral de cada andar relativo à sua base, obtidos ora de uma análise de 2ª ordem, ora de uma análise de 1ª ordem ( $u_2/u_1$ ). Por outro lado, as normas americanas destinadas aos perfis pesados e PFF ANSI/AISC 360:2016 e ANSI/AISI S100:2020, respectivamente, entendem  $u_2/u_1$  como a razão entre deslocamentos

interpavimentos obtidos de análises de 2ª e 1ª ordens. No caso, o deslocamento interpavimento trata-se do deslocamento horizontal relativo entre os níveis inferior e superior do andar considerado. Apesar das discrepâncias, ambas permitem a adoção do coeficiente  $B_2$  como valor para refletir a amplificação dos deslocamentos, i.e., a razão  $u_2/u_1$ . Neste sentido, a norma brasileira classifica as estruturas em pequena, média e grande deslocabilidade em função do valor da razão  $u_2/u_1$  (ou  $B_2$ ) gerada na estrutura. Para  $u_2/u_1$  menor que 1,1 a estrutura é considerada de pequena deslocabilidade enquanto que para  $u_2/u_1$  superiores a 1,4, a estrutura é de grande deslocabilidade. Valores intermediários da razão  $u_2/u_1$  indicam estruturas de média deslocabilidade. No Capítulo 4 são apresentadas, em detalhe, as diferenças nos procedimentos de análise estrutural em função de tal classificação como também as diferenças entre esta classificação e as previstas nas normas americanas.

Sarawit e Peköz (2006a) avaliaram a aplicabilidade do uso do coeficiente  $B_2$  para o caso de estruturas porta-paletes de seções compactas. Em seu estudo numérico, o porta-paleta foi avaliado por meio do MEF com o uso de EFs de pórtico e de molas rotacionais para representar as ligações semirrígidas. Sarawit e Peköz (2006a) constataram que, para todas os valores de rigidez adotados para a ligação longarina-coluna, a resposta oriunda da Equação (7) foi ligeiramente mais conservadora que a análise elástica rigorosa de segunda ordem efetuada como referência. Além disso, o uso da Equação (6) considerando o fator  $R_s$  igual a 1 gerou resultados extremamente contra-segurança para os porta-paletes com ligações longarina-coluna semirrígida. Desta forma, nota-se que, embora o adoção de coeficientes de amplificação dos esforços vise simplificar as análises, tanto por permitir efetuar apenas análises de primeira ordem, como também de utilizar o fator  $B_2$  como indicativo de sensibilidade lateral, sua aplicabilidade deve ser estudada para cada caso.

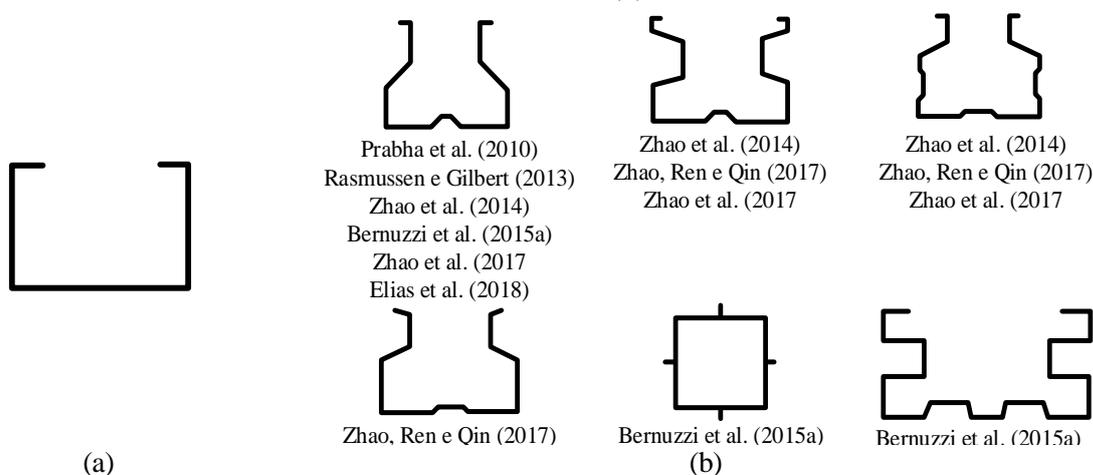
## 2.2 Colunas

Dentre os perfis constituintes de uma estrutura porta-paleta, as colunas são os elementos de comportamento mais complexo e cujos efeitos são determinantes para o comportamento global da estrutura.

Atualmente, as colunas de estruturas porta-paletes são barras de seção delgada, de espessura entre 1,5 e 3 mm, conformadas a frio, e que apresentam padrões de perfuração a fim de viabilizarem as ligações (SHAH et al., 2016b). Todavia, este não foi o primeiro tipo de elemento estrutural

pensado para as colunas. Shah et al. (2016b) indicam que, a princípio, a seção utilizada para a coluna era um U enrijecido simples (Figura 2.2a) que, apesar de atender satisfatoriamente às exigências de custo e eficiência estrutural, não provia uma eficácia adequada para as ligações entre coluna e os elementos de contraventamento. Segundo os autores, na ocasião, ligações soldadas eram definidas para os membros pesados e, para os PFF, ligações parafusadas. Posteriormente, seções mais complexas foram desenvolvidas (Figura 2.2b), permitindo, assim, ligações parafusadas mais confiáveis entre as colunas e os elementos de contraventamento.

Figura 2.2- Tipos de seções utilizadas para as colunas em diversos estudos: da mais simples (a) às mais modernas (b).



Fonte: próprio autor.

Devido à elevada esbeltez de seus elementos e às formas das seções transversais mostradas na Figura 2.2, os modos locais e distorcionais são predominantes em colunas de estruturas porta-paletes. Diferentemente dos modos locais, cujas pesquisas datam desde a década de 40 (SCHAFER, 2002), o comportamento mecânico dos modos distorcionais em perfis metálicos somente ganhou destaque na literatura, em grande parte, devido aos estudos de estruturas de armazenamento, em virtude de sua geometria complexa e altamente susceptível ao fenômeno de instabilidade distorcional (HANCOCK, 1985, HANCOCK et al., 1994).

Além de suas características geométricas, as colunas são ainda susceptíveis aos efeitos do trabalho a frio ao qual são submetidas. Yu e LaBoube (2010) indicam que as propriedades mecânicas de PFF são substancialmente diferentes das de chapas, tiras ou placas de aço, visto que a operação de conformação a frio aumenta as resistências ao escoamento e à ruptura e, ao mesmo tempo, diminui a ductilidade do material. A região das dobras de uma seção de PFF é indicada como a região em que há o aumento das resistências ao escoamento e à ruptura do material. Além do aumento da resistência ao escoamento, outro efeito decorrente do trabalho a frio são as tensões residuais.

Os diferentes processos de trabalho a frio – os mais comuns: dobramento e perfilagem – produzem, segundo a ANSI/RMI MH16.1:2012, diferentes distribuições de tensões residuais. No processo industrial, as chapas são desenroladas em uma linha de produção e plasticamente dobradas para obter a forma do elemento estrutural desejado (MOEN, SCHAFER, 2009a). Tais processos industriais tornam a determinação da distribuição de tensões residuais ao longo da espessura, seção e/ou perfil uma tarefa desafiadora. Diversos trabalhos foram desenvolvidos, seja de forma teórica (MOEN; SCHAFER, 2009a), experimental (KEY; HANCOCK, 1993), ou numérica (BONADA et al., 2016, PASTOR et al., 2013) visando determinar o comportamento destas tensões em PFF. Destes últimos, por meio de análises numéricas desenvolvidas em MEF, Bonada et al. (2016) e Pastor et al. (2013) avaliaram o campo de tensões residuais em colunas de estruturas porta-paletes sem perfurações. O objetivo da investigação apresentada por Pastor et al. (2013) foi obter as distribuições de tensão e de deformação residuais da seção transversal de colunas de racks para considerá-las no modelo de elementos finitos como estado inicial de análises não-lineares que investigam o comportamento de colunas à compressão centrada. Da comparação entre os resultados numéricos com as referências experimentais, Pastor et al. (2013) concluíram que para colunas curtas, os efeitos das tensões residuais podem ser negligenciados. Todavia, para as colunas que falham com modos distorcionais, o efeito das tensões residuais é relevante e deve ser considerado.

Segundo Schafer e Peköz (1998), nos PFF as tensões residuais são compostas por tensões de flexão e de membrana. As tensões de flexão são linearmente distribuídas ao longo da espessura do perfil, enquanto que as de membrana tratam-se de tensões uniformemente distribuídas ao longo da espessura do perfil. Quanto às tensões de flexão, em virtude de sua característica auto-equilibrante, apresentam uma influência desprezível no comportamento mecânico do elemento, segundo Schafer e Peköz (1998). Quanto às tensões de membrana, Schafer e Peköz (1998) constataram que elas ocorrem predominantemente nas regiões de dobra do perfil, mesma região onde existe um aumento na resistência ao escoamento do aço devido ao efeito do trabalho a frio. Deste modo, em resumo, os autores recomendam que, em análises de perfis formados a frio, ou devem ser considerados ambos os efeitos (do aumento da resistência ao escoamento e da existência das tensões de membrana) ou, simplificada, ambos efeitos são negligenciados.

Outra abordagem, também simplificadora, aborda as tensões residuais por meio dos diagramas de tensão-deformação ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) dos corpos-de-prova ensaios à tração. Yao e Rasmussen (2017a) indicam que a transição gradual, presente nos diagramas  $\sigma$ - $\epsilon$  de PFF, entre as regiões elástica e plástica incorporam, de forma parcial, a perda de rigidez ocasionada devido às tensões residuais iniciais do material. Desta forma, é geralmente aceito que as tensões residuais de PFF

podem ser contabilizadas, de forma indireta, modelando-se a transição suave entre o comportamento elástico linear e plástico do material (RASMUSSEN; GILBERT, 2013, TROUNCER; RASMUSSEN, 2016b, YAO; RASMUSSEN, 2017a).

Quanto à geometria, quase a totalidade dos perfis utilizados como colunas de estrutura porta-paletes são perfurados visando propiciar tanto as ligações parafusadas quanto as por encaixe. Em contramão à facilidade de conexão, estão as consequências destas perfurações no comportamento mecânico da coluna. A ANSI/AISI S100:2020 apresenta algumas consequências esperáveis devido à presença de furos no perfil:

- i.* Furos de formato retangular ou alongados provocam uma redução da força axial de flambagem local elástica maior do que furos quadrados ou circulares;
- ii.* Furos nas almas dos perfis sempre induzem a uma redução na força axial de flambagem distorcional elástica;
- iii.* Furos sempre reduzem a força axial de flambagem global elástica;
- iv.* Quanto maior o número de furos ao longo do perfil, maior é a redução em sua resistência quanto aos modos de instabilidade;
- v.* Padrões de furos – tal como ocorre em porta-paletes – reduzem a resistência dos membros tanto quanto furos discretos;
- vi.* A inserção de enrijecedores aos furos, aumenta a força axial de flambagem local elástica mais do que as forças referentes aos modos distorcional e global.

Segundo a ANSI/AISI S100:2020, uma regra prática pode ser utilizada para avaliar a influência dos furos em barras submetidas à compressão ou flexão. O efeito dos furos pode ser negligenciado se: a soma dos comprimentos dos furos ao longo da barra for menor ou igual a 10% do seu comprimento; se a máxima largura do furo for maior ou igual a 25% do seu comprimento; e se a área líquida da seção transversal for maior ou igual a 95% da seção bruta. Segundo a ANSI/AISI S100:2020, para as barras que atenderem a estes requisitos, espera-se uma redução de sua capacidade em 5% devido à presença dos furos. Todavia, grande parte dos perfis utilizados no mercado para colunas não satisfazem tais exigências e, de fato, as perfurações devem ser levadas em consideração no projeto.

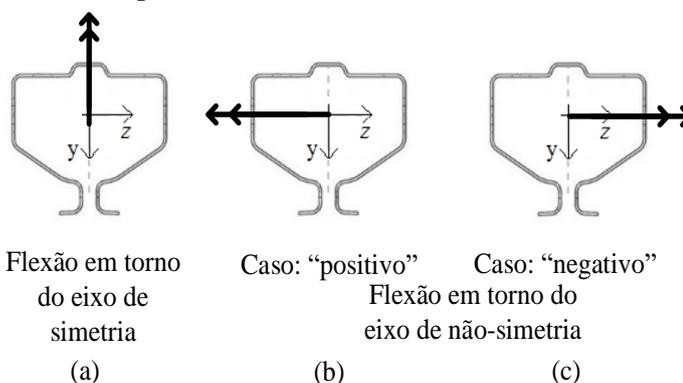
A fim de avaliar, principalmente, a influência das perfurações nas propriedades geométricas como área efetiva e momento de inércia efetivo, Baldassino et al. (2019) analisaram experimentalmente o comportamento mecânico de colunas sem e com perfurações. Contemplado

por 48 colunas comprimidas axialmente e 24 colunas sujeitas à flexão reta simples, o estudo avaliou também o efeito das perfurações nos modos de falha e capacidade última das amostras.

Quanto aos modos de falha das barras sujeitas à compressão simples, para ambas as situações (perfurada ou não), os autores constataram os seguintes modos de falha: para comprimentos menores (300 e 450 mm), a predominância foi do modo local; para as barras intermediárias (600, 750, 900 mm), o modo governante foi o distorcional e por fim, para as maiores (1150 mm), constatou-se uma interação entre os modos distorcional e global. Segundo Baldassino et al. (2019), os deslocamentos de máxima distorção não ocorrem na altura média do perfil e a amplitude deformada é independente da presença ou ausência de perfurações. Segundo os autores, a configuração deformada é influenciada principalmente pelas imperfeições geométricas iniciais. Todavia, Baldassino et al. (2019) não avaliaram as imperfeições geométricas iniciais das colunas devido à complexidade deste processo para seções do tipo rack.

Diferentemente da pequena divergência quanto aos modos de falha, Baldassino et al. (2019) observaram diferenças não negligenciáveis quanto à capacidade resistente à compressão. A capacidade resistente das amostras perfuradas foi, na média, 14% inferior à das não-perfuradas. Para as amostras sujeitas à flexão reta simples, foi observada uma nítida influência das perfurações na diminuição tanto na rigidez quanto na capacidade última das amostras. Para flexão em torno do eixo de simetria (Figura 2.3a), os autores constataram, para as amostras perfuradas, uma redução de 20% e 16% da resistência à flexão com referência aos valores médios e característicos, respectivamente. Para a flexão em torno do eixo de não-simetria, os autores constataram uma redução de 33% e 12% para os casos positivos (Figura 2.3b) e negativos (Figura 2.3c), respectivamente, para os valores de momento fletor médio. Para valores característicos, foram observadas reduções de 31% e 10% para os casos positivos e negativos, respectivamente.

Figura 2.3 - Casos estudados por Baldassino et al. (2019) de colunas sob flexão reta simples.



Fonte: adaptação de Baldassino et al. (2019).

Comparando os resultados experimentais de colunas curtas com as recomendações da norma europeia de racks CEN/EN15512, Baldassino et al. (2019) atestaram a importância de se avaliar experimentalmente a área efetiva de seções tipo rack, em virtude dos códigos normativos fornecerem resultados contra-segurança para os casos investigados. No caso de elementos submetidos a compressão e a flexão simples, a ANSI/RMI MH16.1:2012 e a ABNT NBR 15524-2:2007 indicam o teste da coluna curta para obter o parâmetro  $Q$ , capaz de determinar as propriedades geométricas efetivas da seção. O ensaio da coluna curta trata-se do ensaio de um trecho de coluna, sob compressão centrada, suficientemente pequeno, para que os efeitos de instabilidades distorcionais e globais não ocorram (ABNT NBR 15524-2:2007). Detalhes sobre a determinação de  $Q$  são apresentados em detalhe no Capítulo 4.

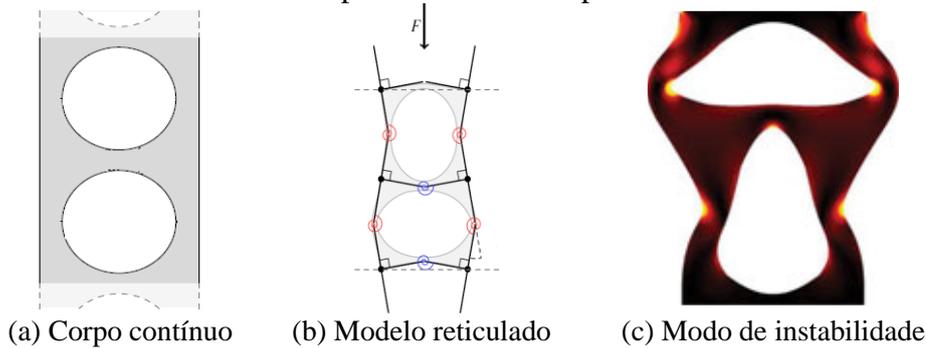
No contexto das análises numéricas, visando captar os efeitos decorrentes da geometria do perfil, geralmente as colunas são modeladas por meio de EFs de casca. Todavia, quando são levadas em consideração as distribuições não-lineares de tensão residual ao longo da espessura, elementos sólidos devem ser utilizados como efetuado por Pastor et al. (2013). Porém, na contramão à possibilidade de se avaliar diretamente os efeitos dos modos de instabilidade globais, locais e distorcionais, como também os efeitos das perfurações, está o elevado custo computacional envolvido nos modelos desenvolvidos em elementos de casca e/ou sólidos. Neste sentido, visando reduzir o custo computacional, diversos trabalhos utilizam, além dos elementos finitos de casca, elementos finitos de pórtico em seus modelos, permitindo assim que racks de dimensões maiores possam ser avaliados. Esta abordagem foi adotada por Trouncer e Rasmussem (2016b) e Sarawit e Peköz (2016a). Nesta metodologia, são modelados com elementos de casca somente os elementos estruturais em que são esperados modos locais e/ou distorcionais, como é o caso das colunas (TROUNCER; RASMUSSEM, 2006b).

Outra opção, ainda mais simplificada, é a construção de modelos constituintes somente com base em elementos finitos de pórtico, porém negligenciando os efeitos de instabilidade local e distorcional dos perfis. As instabilidades localizadas à nível de seção transversal (modos local e/ou distorcional) provocam deformações localizadas que reduzem a rigidez da seção e, conseqüentemente, amplificam os deslocamentos sofridos pela barra, causando uma redistribuição de esforços internos da estrutura global (ZHANG; RASMUSSEN; ZHANG, 2016). Desta forma, a desconsideração dos modos de instabilidade a nível de seção transversal para PFF gera resultados que não condizem com a realidade observada. Para contornar esta limitação, Zhang, Rasmussem e Zhang (2016) propuseram um método simplificado para considerar os efeitos das instabilidades locais e distorcionais em modelos desenvolvidos apenas

com elementos de pórtico. No método proposto, os autores definem um fator de redução para as rizezas nas barras visando levar em conta as instabilidades localizadas. Porém, apesar de permitir contabilizar os efeitos das instabilidades localizadas, esta filosofia de análise esbarra em outra limitação: as imperfeições geométricas iniciais. A consideração de imperfeições geométricas à nível de seção transversal não é uma tarefa trivial em modelos compostos por elementos de pórtico. Tal tarefa é dificultada pois a definição de uma seção transversal em um elemento unidimensional prevê que este elemento seja prismático ao longo de seu comprimento. Sendo assim, os pórticos avaliados por Zhang, Rasmussen e Zhang (2016) contemplam apenas imperfeições de falta de prumo.

Com inspiração em estudos da mecânica da fratura, observa-se que muitos autores lançam mão de um recurso numérico chamado “*lattice model*”, ou “modelo reticulado”, a fim de modelar corpos contínuos por meio de EFs unidimensionais. Porém, a utilização de tais modelos na resolução de problemas de elasticidade é ainda mais antiga, como apresentado em Hrennikoff (1941). Em Hrennikoff (1941), a metodologia dos modelos reticulados foi empregada visando facilitar a solução de equações diferenciais em problemas de elasticidade envolvendo estados de tensão bidimensional e flexão de placas e cascas cilíndricas, e.g. A ideia básica do método consiste em substituir o corpo contínuo sob investigação por uma estrutura de barras, dispostas de acordo com um padrão definido, cujo os elementos são adotados de propriedades adequadas ao tipo do problema analisado (HRENNIKOFF, 1941). Neste sentido, o uso de modelos reticulados é uma alternativa para que corpos contínuos possam ser analisados por meio de elementos finitos unidimensionais, i.e., elementos de treliça, de viga ou de pórtico. Atualmente, tal metodologia é frequentemente empregada em trabalhos acerca de propagação de fissuras em corpos de material frágil, como, por exemplo, em Zanardi (2019), ou até mesmo em materiais dúcteis como em Cui et al. (2011). Porém, não constam na literatura, estudos que utilizam tal abordagem para a análise de estabilidade de modelos tridimensionais. Porém, análises mais simplificadas, tal como conduzido por Johnson et al. (2017) lançam luz para a possibilidade de avaliar modos de instabilidade de corpos contínuos por meio de modelos reticulados, como mostra na Figura 2.4. A Figura 2.4 ilustra um dos modelos reticulados apresentados por Johnson et al. (2017) construído por elementos de viga rígidos e modas rotacionais.

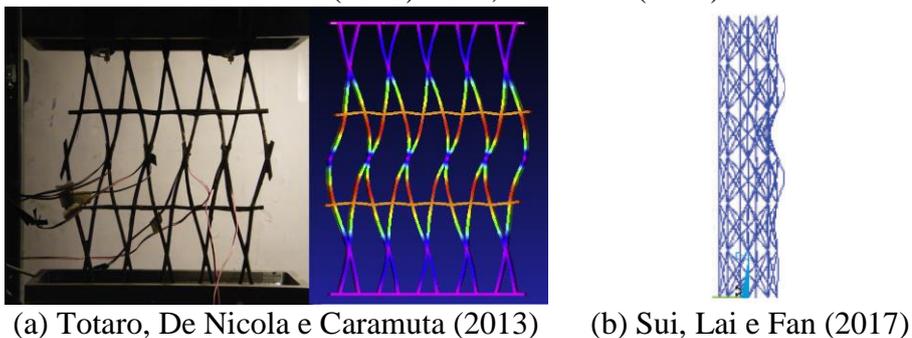
Figura 2.4 - Modelo reticulado aplicado em um corpo com uma linha de furos largos.



Fonte: Johnson et al. (2017).

Apesar de não serem exemplos da metodologia do “*lattice model*”, no sentido de representar um corpo contínuo por meio de um corpo reticulado, os estudos mostrados na Figura 2.5 ilustram como modos de instabilidade característicos de chapas e perfis contínuos podem também ser observados nos reticulados. No caso, o fato de modos de instabilidade serem observados em modelos reticulados planos e tridimensionais atesta que tal abordagem, desde que validada, possa configurar como alternativa para a representação de fenômenos de instabilidade. Isto é, enquanto na década de 40, Hrennikoff (1941) buscava uma abordagem numérica alternativa a fim de contornar as dificuldades matemáticas acerca da solução de equações diferenciais da teoria da elasticidade, atualmente, o modelo reticulado pode representar uma solução para os altos custos computacionais intrínsecos de modelagens de perfis formados a frio. Todavia, apesar de simplificadora, a ideia de representar um corpo contínuo por um modelo reticulado esbarra em diversas dificuldades: a determinação da malha, dos tipos de elementos (elementos finitos de treliça, de viga, de pórtico, deformáveis, rígidos), de suas propriedades geométricas e da vinculação entre os elementos unidimensionais (engastados, rotulados, molas torcionais/rotacionais). Em Hrennikoff (1941), por exemplo, estas características do reticulado foram definidas teoricamente, com base na Teoria da Elasticidade.

Figura 2.5 - Modos de instabilidade observados nos trabalhos de Totaro, De Nicola e Caramuta (2013) e Sui, Lai e Fan (2017).



Fonte: Totaro, De Nicola e Caramuta (2013), Sui, Lai e Fan (2017).

Neste contexto, nota-se que, devido às diversas peculiaridades das colunas, negligenciar os fenômenos de instabilidades locais, distorcionais ou os efeitos das perfurações prejudica a adequada compreensão do comportamento global de um rack. Sendo assim, a aplicação de modelagens numéricas alternativas, tal como o uso de modelos reticulados, mostra-se essencial para a correta avaliação destes fenômenos em estruturas de grande escala. Porém, tendo em vista a complexidade da validação dos modelos reticulados (determinação da malha, tipos de elementos e propriedades geométricas dos elementos) no contexto de corpos tridimensionais sujeitos a modos de instabilidade, no presente estudo foi adotada uma abordagem de validação com base em resultados experimentais, como será discutido na seção 7.2.

### 2.3 Imperfeições geométricas

Tendo em vista a grande influência das imperfeições geométricas iniciais e a dificuldade de mensurá-las, principalmente, devido à geometria complexa das colunas das estruturas porta-paletes, como constatado por Baldassino et al. (2019), a presente seção expõe os tipos de imperfeição geométrica inicial previstos em normas e os métodos simplificados utilizados em projeto para representá-las.

As imperfeições geométricas iniciais em PFF são oriundas de diversos tipos de processos, desde os de fabricação aos de montagem da estrutura. Quanto à fabricação, geralmente, estão relacionadas as imperfeições geométricas iniciais ditas “locais” ( $\delta_0$ ), enquanto que, na fase de montagem, geralmente são inseridos dois tipos de imperfeição: falta de prumo ( $\Delta_0$ ), característica de um andar isolado e a falta de verticalidade da estrutura como um todo. Segundo a ASCE (1997), as normas de projeto incluem explícita ou implicitamente as tolerâncias de fabricação e de montagem das estruturas em seus procedimentos de cálculo.

A nomenclatura utilizada no presente estudo utiliza o termo “global” para a imperfeição geométrica de falta de prumo (tanto de um andar, como da estrutura toda); “local” para a imperfeição de falta de retilineidade do eixo da barra; e, por fim, “localizadas” para as imperfeições à nível da seção transversal, de formas semelhantes aos modos de instabilidade local e/ou distorcional como mostra a Figura 2.6.

Figura 2.6 - Exemplos de imperfeições localizadas.



(a) Imperfeição semelhante a um modo local

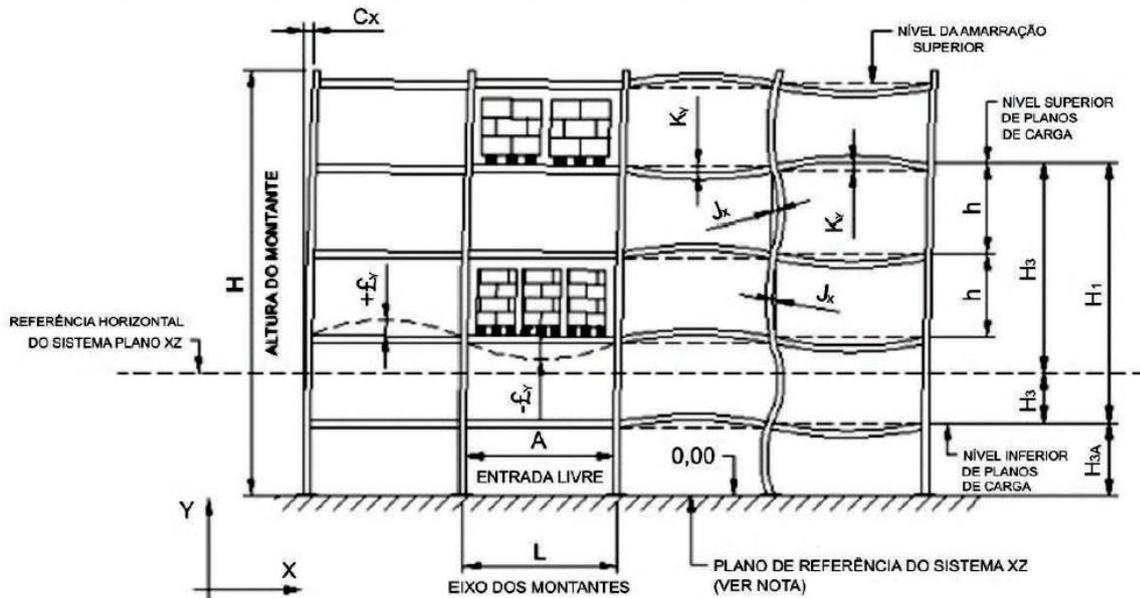
(b) Imperfeição semelhante a um modo distorcional

Fonte: Rasmussen e Gilbert (2013).

As imperfeições geométricas iniciais previstas pelas normas de projeto advém de dois contextos. O primeiro é o contexto do dimensionamento. Neste sentido, as normas preveem maneiras diretas ou indiretas de se considerar as imperfeições. Uma das maneiras mais utilizada é o uso de forças nocionais, tema abordado em detalhe na próxima seção. O segundo contexto trata-se das tolerâncias de montagem.

A partir das tolerâncias de montagem previstas, é possível inferir os tipos de imperfeição geométrica inicial que são permitidos na estrutura. A norma brasileira de sistemas de armazenagem ABNT NBR 15524-2:2007 indica valores para diversos tipos de tolerâncias de montagem. A Figura 2.7 mostra algumas imperfeições previstas para o plano do corredor, tanto de imperfeição global ( $C_x$ ) quanto local ( $K_y$ ,  $J_x$ ). Há ainda imperfeições previstas na direção perpendicular ao corredor e em planta. Mais detalhes podem ser obtidos na ABNT NBR 15524-2:2007.

Figura 2.7 - Tipos de imperfeições geométricas previstas pela norma brasileira.

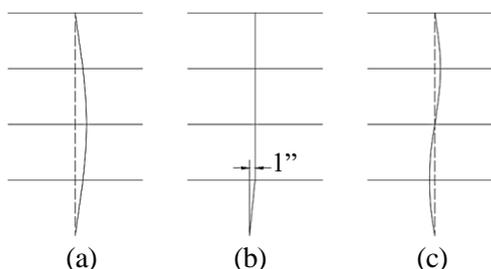


Fonte: ABNT NBR 15524-2:2007.

A ANSI/RMI MH16.1:2012 também prescreve a verificação de limites de imperfeição geométrica nos racks carregados. Trata-se dos limites de falta de prumo e de reticidade e, para

ambos, o limite é dado pelo gradiente 1/240. Segundo a ANSI/RMI MH16.1:2012, a falta de retilineidade pode ser acurada pelos seguintes casos mostrados na Figura 2.8.

Figura 2.8 - Tipos de imperfeição local definidas pela ANSI/RMI MH16.1:2012.



Fonte: ANSI/RMI MH16.1:2012.

A Figura 2.8 mostra três tipos de imperfeição local: (a) tipo de imperfeição em que a deflexão máxima ocorre à meia altura da coluna (limite estabelecido pela ANSI/RMI MH16.1:2012 é de  $L/240$ ); (b) tipo de imperfeição em que uma coluna de 20 pés de altura (6096 mm) pode estar fora do prumo em até 1" (25,4 mm) de cima para baixo; e, por fim, (c) tipo de imperfeição em que a deflexão máxima ocorre entre o piso e o nível de 5 pés (1524 mm). Tal condição, segundo a ANSI/RMI MH16.1:2012, pode ser causada pelo impacto de equipamentos como empilhadeiras. Em todos os casos da Figura 2.8, o limite estabelecido pela ANSI/RMI M16.1:2008 é de  $L/240$ .

Por outro lado, quanto às imperfeições globais (falta de prumo), a previsão americana ANSI/RMI MH16.1:2012 também recomenda o gradiente máximo ( $\psi$ ) de  $L/240$ . Porém tal prescrição não é um consenso entre as normas de projeto. Rasmussen e Gilbert (2013) apresentam uma comparação entre diferentes previsões normativas para o valor de  $\psi$ , como mostra a Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Valores de amplitude para a imperfeição de falta de prumo segundo as normas de projeto de racks.

Especificação	$\psi$ recomendado	Detalhes da recomendação
AS4084:1993	$\psi = \frac{1}{2} \psi_0 (1 + 1/n) + \varphi_l$ $1/400 \leq \xi \leq 1/50$	$\psi_0 = 0,01, 0,07$ ou $0,05$ , se tolerância tipo I, II ou III, respectivamente. Sem teste de frouxidão (folga) da BCC: $\varphi_l = 1/100$ $0 \leq \varphi_l \leq 1/1000$
AS4084:2012	$\psi = \varphi_s + \varphi_l$	$\varphi_s = 0,01, 0,07$ ou $0,05$ , se tolerância tipo I, II ou III, respectivamente. $\varphi_s \geq 1/250$ para GNA* Sem teste de frouxidão (folga) da BCC: $\varphi_l = 1/100$
CEN/EN 15512:2009	$\psi = \varphi_s + \varphi_l$	$\varphi_s = 1/350$ $0 \leq \varphi_l \leq 1/1000$
RMI MH16.1:2012	$1/240$	

Nota: \* GNA: análise elástica de segunda ordem. Detalhes no Capítulo 5.

Fonte: adaptado de Rasmussen e Gilbert (2013).

Na Tabela 2.1, as tolerâncias relativas às normas australianas AS4084:1993 e AS4084:2012 denominadas tipo I, II e II referem-se aos casos em que são utilizados: equipamentos operados manualmente guiados por operador (máxima falta de prumo permitida igual a 1/500); ou equipamentos operados manualmente guiados por dispositivos elétricos ou mecânicos (máxima falta de prumo permitida igual a 1/750); ou ainda, equipamentos operados de forma totalmente automática guiados por dispositivos elétricos ou mecânicos (máxima falta de prumo permitida igual a 1/1000), respectivamente. Além disso, o parâmetro  $n$  indicado pela norma australiana AS4084:1993 refere-se ao número de baias da estrutura porta-palete, i.e., trata-se do número de montantes menos 1. Baia foi o nome dado no presente estudo para os módulos do rack, i.e., para o conjunto composto por dois montantes adjacentes e os pares de longarinas que os unem (ABNT NBR 15524-1:2007).

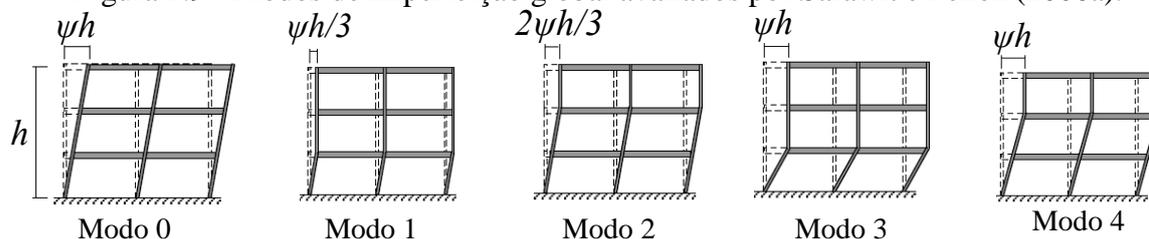
Segundo Rasmussen e Gilbert (2013), o valor de  $\psi$  recomendado pelas normas australianas AS4084:1993, europeia e americana são próximos quando são considerados no mínimo 6 montantes, i.e., para  $n \geq 5$ , e desconsiderando-se o efeito das folgas da ligação BCC ( $\varphi_l = 0$ ). No caso, o tipo de tolerância II da norma australiana é o que mais se aproxima dos valores recomendados pelo RMI e EN15512. Porém, quando há folga substancial da BCC, as imperfeições da estrutura previstas nas especificações australianas e europeias são significativamente maiores do que as especificadas no RMI (RASMUSSEN; GILBERT, 2013). Segundo Rasmussen e Gilbert (2013), tendo em vista que as maiores mudanças entre AS4084:1993 e as recomendações europeia e americana ocorrem para racks cujo número de baias é menor que 5 e que tais estruturas são relativamente incomuns na prática, a edição subsequente da prescrição australiana, AS4084:2012, foi reformulada a fim de se assemelhar à europeia.

Uma vez que não há dados publicados ou disponíveis publicamente sobre o comportamento da imperfeição global de racks, Cardoso (2016) contactou os membros do comitê da norma americana ANSI/RMI MH16.1, da norma europeia EN15512 e da norma australiana AS4084 indagando por informações que justifiquem as recomendações prescritas em cada um dos documentos normativos, tendo em vista as diferenças nas amplitudes máximas prescritas. De acordo com Cardoso (2016), foram emitidas respostas informando que não existiam, à época, estudos estatísticos que amparassem tais valores e que apenas o julgamento de engenharia suportava os valores de referência.

Quanto à configuração da falta de verticalidade, Sarawit e Peköz (2006a) avaliaram o efeito da falta de prumo na capacidade última de racks numericamente (MEF) por meio de 5 condições iniciais como mostra a Figura 2.9 em que o parâmetro  $\psi$  é igual a 1/240. Os modos 0 a 2 são

previstos no RMI enquanto que os dois últimos não, pois não respeitam o gradiente definido pelo RMI, i.e., a falta de prumo gera um ângulo com a vertical superior a  $\psi$  igual a  $1/240$ .

Figura 2.9 - Modos de imperfeição global avaliados por Sarawit e Peköz (2006a).



Fonte: Sarawit e Peköz (2006a).

O estudo paramétrico desenvolvido variou não somente os modos de imperfeição global como também a rigidez das ligações longarina-coluna. O estudo mostrou que a capacidade última dos modos 1 e 2 é sempre maior que o modo 0. Desta forma, Sarawit e Peköz (2006a) indicam que, desde que o modo de imperfeição adotado esteja previsto pelo RMI, é sempre conservador assumir o modo 0 na análise de projeto. Além disso, como esperado, valores acima do permitido (modos 3 e 4), geram capacidades últimas inferiores às esperadas (modo 0).

As normas brasileira e americana não apresentam tolerâncias de montagem nem tampouco recomendam valores para a amplitude de imperfeições localizadas para consideração em projeto. Tal ausência de recomendações é reflexo dos poucos trabalhos na literatura que analisaram os modos de imperfeição localizada. Neste sentido, Rasmussen e Gilbert (2013) indicam que a amplitude de imperfeições localizadas semelhantes a modos locais ( $S_{ol}$  da Figura 2.6a) podem ser determinadas segundo a expressão de Walker<sup>1</sup> (1975 apud RASMUSSEN; GILBERT, 2013), como mostra a Equação (8).

$$S_{ol} = 0,3t \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_l}} \quad (8)$$

Na Equação (8),  $S_{ol}$  é função da espessura do perfil ( $t$ ), da resistência ao escoamento ( $f_y$ ) e tensão crítica elástica referente ao modo local ( $\sigma_l$ ). Similarmente, Rasmussen e Gilbert (2013) indicam que a Equação (8) pode ser estendida aos modos distorcionais ( $S_{0d}$  da Figura 2.6b), ao substituir  $\sigma_l$  pela tensão crítica elástica referente ao modo distorcional.

A falta de trabalhos na literatura que indiquem o tipo de imperfeição geométrica inicial típico de racks foi tema do estudo apresentado por Bonada et al. (2012). Bonada et al. (2012) apresentam três metodologias para a geração do campo de imperfeições geométricas iniciais em colunas sob compressão centrada avaliadas por meio de modelos numéricos efetuados com base no

<sup>1</sup> Walker, A. (1975). Design of struts. Design and analysis of cold-formed sections, International Textbook Company, London.

MEF. O primeiro trata-se da utilização do primeiro modo da análise de estabilidade elástica da estrutura. Apesar de tradicional na literatura, os autores indicam que tal procedimento gera importantes inconsistências para barras governadas por modos distorcionais. A segunda metodologia consiste na busca pelo modo de instabilidade, gerado também pela análise de estabilidade elástica, que promove a menor capacidade última da coluna quando utilizado como modo de imperfeição inicial. Trata-se, portanto, de um processo iterativo. Por fim, o terceiro, analisa os resultados da análise de estabilidade elástica por meio da Teoria Generalizada de Vigas (GBT).

Desenvolvida por Schardt (1989, 1994), a GBT expande o estudo tradicional de estruturas uma vez que descreve o comportamento do elemento por meio de um sistema de equações diferenciais de 4ª ordem (denominado “Sistema de Equações GBT”) e leva em conta a distorção da seção transversal. A GBT trata a configuração deformada de uma estrutura como uma combinação linear de modos de deformação pré-determinados, denominados modos de deformação GBT. Assim, partir de ferramentas adequadas, a GBT é capaz de avaliar a participação dos modos de deformação de forma separada e explícita.

Neste contexto, a partir da análise efetuada com base na GBT, na terceira metodologia proposta por Bonada et al. (2012) são definidos os modos GBT que definem a configuração deformada oriunda da análise de estabilidade elástica e tais modos são combinados para gerar o campo de imperfeição desejado. Nota-se, portanto, que apesar de mais abrangente, as metodologias propostas por Bonada et al. (2012) não apresentam relação com modos de imperfeição reais da estrutura. Apesar do estudo avaliar as três metodologias frente a resultados experimentais, tratam-se de métodos simplificados desenvolvidos com base nos campos de deslocamento gerados por análises de estabilidade elástica.

Alternativamente, resta, portanto, avaliar o campo de imperfeições geométricas iniciais experimentalmente. Tradicionalmente, as medidas de imperfeição são efetuadas manualmente com paquímetros e micrômetros. Todavia, como comentado por Zhao, Tootkaboni e Schafer (2017), esses modos de medição fornecem apenas uma representação esparsa da geometria real e imperfeita. Desta forma, os estudos estatísticos dos dados de imperfeições disponíveis desses métodos focam apenas nos valores de imperfeições máximas, como ocorre em Schafer e Peköz (1998).

Recentemente, a fotogrametria (LAMA-SALOMON et al., 2015), o uso de linhas de laser (TROUNCER; RASMUSSEM, 2015) e a triangulação a laser (ZHAO; TOOTKABONI; SCHAFER, 2017) vêm revolucionando os procedimentos de medição de imperfeição sem a

necessidade do contato direto com a peça medida. Por meio destes métodos de medição, uma nuvem de pontos pode ser obtida, caracterizando não somente a seção transversal como também o comportamento das imperfeições ao longo da barra. Tal reconstrução tridimensional permite, por sua vez, análises mais rebuscadas acerca do campo de imperfeições geométricas iniciais, como por exemplo com base na Teoria Generalizada de Vigas (GBT), como efetuado por Lama-Salomon et al. (2015).

Em resumo, faltam na literatura e nas normas de projeto recomendações quanto à consideração da imperfeições geométricas iniciais que, de fato, são típicas de estruturas porta-paletes. Neste sentido, em geral, tolerâncias de montagem e técnicas tradicionais de modelagem são utilizadas como representativas das configurações reais da estrutura. Por outro lado, configurações reais dos modos de imperfeição geométrica inicial global, local e localizado são possíveis de serem adotadas apenas com a medição experimental do elemento estrutural, preferencialmente, de forma contínua, e.g. por técnicas de fotogrametria ou triangulação, a fim de permitir análises refinadas com base, por exemplo, na GBT.

### ***2.3.1 Métodos aproximados para a consideração das imperfeições***

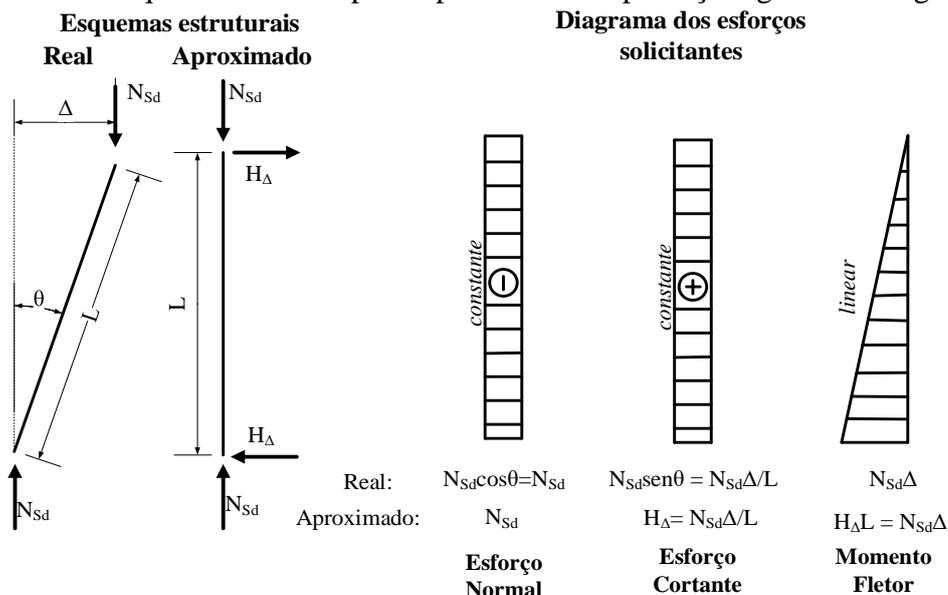
No contexto da análise estrutural, as imperfeições geométricas iniciais podem ser contempladas, essencialmente, por duas formas: por meio da modelagem direta da configuração real da estrutura ou por meio da adoção de métodos simplificados.

Configurando como método simplificado mais recorrente, a metodologia das forças nocionais é atualmente vigente nas normas de projeto ABNT NBR 8800:2008, ABNT NBR 14762:2010, ABNT NBR 15524-2:2007, ANSI/AISC 360:2016, ANSI/AISI S100:2020, ANSI/RMI MH16.1:2012 e CEN/EN 1993-1-1:2005. Trata-se, basicamente, de forças horizontais  $N_i$  definidas por  $\zeta Y_i$ , em que  $Y_i$  é a resultante dos carregamentos verticais de cada andar  $i$ . Segundo a ANSI/AISC 360:2005, o propósito das forças nocionais é contabilizar os efeitos desestabilizadores das imperfeições geométricas iniciais, condições não-ideais (como efeitos de carregamento gravitacional acidental, gradientes de temperatura em toda a estrutura, recalque diferencial ou qualquer outro efeito que possa induzir a deslocabilidade lateral da estrutura e que não é explicitamente considerado na análise), plasticidade em membros estruturais, ou suas combinações. Desta forma, o valor  $\zeta$  empregado pode ser superior às tolerâncias de montagem, a depender do tipo de calibração que for efetuado para sua determinação.

A ASCE (1997) apresenta detalhes sobre a calibração da metodologia das forças nocionais. Segundo o documento, tal calibração pode ser efetuada de três maneiras: (i) “calibração simples”, (ii) “calibração modificada” e (iii) “calibração refinada”. Segundo a ASCE (1997), a calibração simples almeja obter um valor único para  $\zeta$  para a estrutura inteira. Durante o processo de calibração, a influência das esbeltezas, tensões de escoamento, e rigidez das ligações são consideradas. A calibração modificada altera o parâmetro  $\zeta$  da calibração simples de forma a considerar o efeito da resistência ao escoamento do aço. Por fim, a calibração refinada, o parâmetro  $\zeta$  é expresso em termos da resistência ao escoamento dos pilares do andar avaliado, da esbeltez do andar, da rigidez lateral do andar e do número de pilares por plano.

A ABNT NBR 8800:2008 faz uso das forças nocionais em dois tópicos da normativa. O primeiro tópico trata-se de recomendações específicas para os elementos projetados para conter lateralmente vigas e pilares. Segundo a norma brasileira, para estes casos devem ser adotadas imperfeições equivalentes (no valor de  $L/500$  para a global e  $L/1000$  para a local) que podem ser representadas por carregamentos equivalentes. Segundo a norma, os carregamentos equivalentes provocam, nas vigas e pilares a serem contidos lateralmente, efeitos equivalentes aos das imperfeições geométricas iniciais. A equivalência ocorre em termos de esforços solicitantes e, por conseguinte, em termos de tensões e deformações. A Figura 2.10 mostra o esquema estrutural composto de forças nocionais de valores  $H_\Delta$  necessárias para preservar o comportamento estrutural do elemento com imperfeição global, em termos de esforços solicitantes.

Figura 2.10 - Esquema estrutural para representar as imperfeições geométricas globais.



Fonte: próprio autor.

A força nocional  $H_\Delta$  aplicada na Figura 2.10 assume o valor mostrado na Equação (9), segundo a ABNT NBR 8800:2008.

$$H_{\Delta} = \alpha_{red} \sum N_{sd} \frac{\Delta}{L} \quad (9)$$

O parâmetro  $\alpha_{red}$  da Equação (9) é um fator de redução aplicado para os casos em que os elementos de travamento projetados contêm lateralmente mais de um pilar ou viga. Por simplicidade, para a análise mostrada na Figura 2.10, foram considerados apenas uma força gravitacional, portanto o sinal de somatória na Equação (9) se faz desnecessário e o termo  $\alpha_{red}$  da Equação (9) assume valor unitário.

A Figura 2.10 mostra os resultados dos diagramas dos esforços solicitantes obtidos por meio do equilíbrio de cada esquema estrutural: o real, referente às imperfeições geométricas globais impostas explicitamente, e o aproximado, em que as imperfeições são consideradas por meio de forças nocionais. Para o caso das imperfeições globais, percebe-se que o comportamento dos diagramas, para ambos os casos, é o mesmo e com valores praticamente iguais. Como a imperfeição  $\Delta$  é uma grandeza muito pequena (na ordem de  $L/500$ ), assim também o é o valor do ângulo  $\theta$ , permitindo considerar o valor de  $\cos\theta$  igual à unidade. A ASCE (1997) apresenta um exemplo que também ilustra a equivalência entre se adotar explicitamente a imperfeição global  $\Delta$  e se considerar a barra perfeita com uma força nocional em que  $\xi$  igual a  $\Delta/L$ .

O segundo tópico da ABNT NBR 8800:2008 que indica o uso de forças nocionais é o referente à classificação das estruturas quanto à sensibilidade aos deslocamentos laterais. A classificação, já comentada na seção 2.1, é efetuada com base em uma análise estrutural que inclui as imperfeições geométricas por meio das forças nocionais. Neste tópico, as imperfeições geométricas globais são consideradas como forças nocionais de valor igual a 0,3% do valor das cargas gravitacionais de cálculo aplicadas em todos os pilares e outros elementos resistentes a cargas verticais no andar considerado. Esta aproximação pode ser substituída pela imposição de deslocamentos horizontais relativos no modelo, entre os níveis inferior e superior (deslocamento interpavimento), de  $h/333$ , sendo  $h$  a altura do andar. Todavia, neste caso o uso da força nocional igual a 0,3% não significa que ela represente somente os efeitos de imperfeição global. Como será comentado na seção 3.2.2, no caso da norma brasileira, o valor 0,3% foi calibrado para considerar também o efeito da plasticidade. Similarmente, há normas em que as forças nocionais representam efeitos plásticos e até mesmo efeitos de segunda ordem como indica a ANSI/AISC 360:2005.

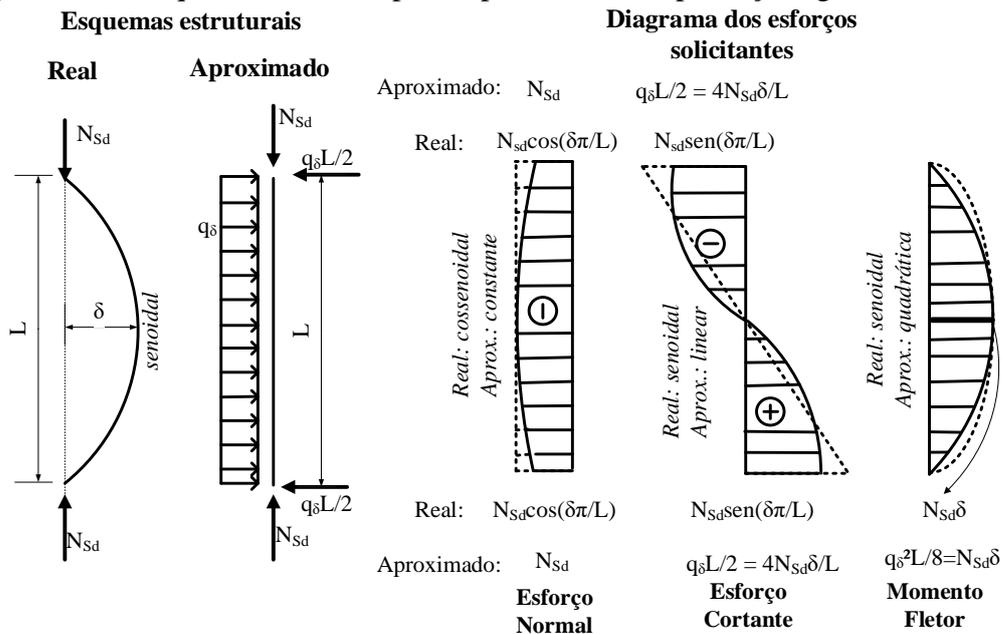
Assim como nas imperfeições globais, os efeitos da imperfeição local devem ser considerados no projeto, seja por modelagem direta ou indireta na análise estrutural, ou pelo uso de curvas de resistência na determinação dos esforços resistentes. Rasmussen e Gilbert (2013) indicam que, em análises estruturais de segunda ordem elásticas (GNA), por exemplo, as imperfeições locais

não precisam ser incorporadas na análise estrutural porque seu efeito é contabilizado pelo uso de curvas de resistência previstas pela AS4084:2012 – tanto nos procedimentos para determinação dos esforços resistentes à compressão quanto à flexão. O mesmo ocorre nas normas americanas ANSI/AISC 360:2016 e ANSI/AISI S100:2020, por exemplo.

Alternativamente, Rasmussen e Gilbert (2013) alertam que os efeitos da imperfeição local podem ser contabilizados na análise estrutural prevista pela AS4084:2012 por meio da redução da rigidez da estrutura em  $0,8EI$ . Como será apresentado em detalhe na seção 3.2.2, a redução de  $0,8EI$  é originária das prescrições da norma americana AISC-360 a fim de considerar os efeitos de plastificação da estrutura. Todavia, Rasmussen e Gilbert (2013) indicam que, embora esta redução possa ser necessária para pórticos laminados e/ou soldados, racks compostos por PFF provavelmente não serão muito influenciados por tais efeitos. Neste caso, a redução da rigidez pode ser mantida a fim de considerar os efeitos das imperfeições locais.

Analogamente ao apresentado pela Figura 2.10, a Figura 2.11 apresenta o esquema estrutural adequado, segundo a ABNT NBR 8800:2008, para representar a imperfeição geométrica local. Considerando a imperfeição explícita local senoidal, a Figura 2.11 mostra que, os valores obtidos para a situação aproximada apresentam uma maior discrepância com os resultados da situação exata, em comparação ao caso da imperfeição global. Além da discrepância numérica dos valores extremos e/ou críticos, há também uma diferença no comportamento de cada diagrama como é observado na Figura 2.11.

Figura 2.11 - Esquema estrutural para representar as imperfeições geométricas locais.



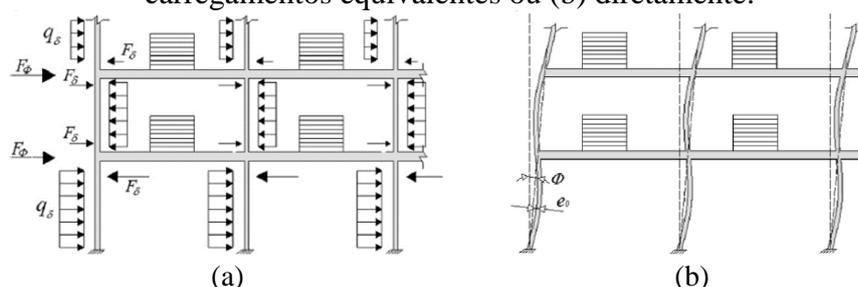
Fonte: próprio autor.

O valor do carregamento  $q_{\delta}$  mostrado na Figura 2.11 é obtido pela Equação (10).

$$q_{\delta} = 8\alpha_{red} \sum N_{sd} \frac{\delta}{L^2} \quad (10)$$

O uso de carregamentos equivalentes apresentados nas Figuras 2.10 e 2.11 é mostrado por Bernuzzi, Draskovic e Simoncelli (2015) na Figura 2.12 em que a mesma estrutura é avaliada com imperfeições geométricas locais e globais de forma indireta ou direta. Esta última é vigente, geralmente, nas prescrições de análises avançadas.

Figura 2.12 – Metodologias para considerar as imperfeições locais e globais: (a) por meio de carregamentos equivalentes ou (b) diretamente.



Fonte: Bernuzzi, Draskovic e Simoncelli (2015).

Segundo Rasmussen e Gilbert (2013), a análise é dita avançada quando incorpora os efeitos não lineares dominantes da estrutura e é capaz de prever com precisão o comportamento e a resistência das estruturas de aço – detalhes sobre o dimensionamento com base em análises avançadas são apresentados na seção 3.2.3. Neste contexto, AS4084:2012 indica que as imperfeições de falta de reticidade podem ser incorporadas no modelo numérico por meio de dois métodos:

- i.* Executar uma análise de estabilidade elástica prévia com restrições para evitar a deslocabilidade da estrutura, e considerar a condição deformada, ponderada com o valor de amplitude desejado;
- ii.* Modelar a estrutura considerando a falta de reticidade dos pilares nos dois primeiros níveis do rack, pois considera-se que estes são os trechos com maior probabilidade de serem os críticos da estrutura.

Neste contexto, dentre os modos de imperfeição global, local e localizado, nota-se que as prescrições normativas limitam-se a discutir imperfeições referentes à falta de prumo e falta de reticidade dos elementos, negligenciando as imperfeições à nível de seção transversal. Sendo assim, o Capítulo 4 detalha em quais situações as imperfeições geométricas iniciais são consideradas de forma indireta (por carregamentos equivalentes ou por meio das curvas de resistência), e em quais elas são contempladas diretamente. Todavia, é importante enfatizar que, como já discutido, nem sempre os carregamentos equivalentes previstos nas normas de projeto

são referentes apenas às imperfeições geométricas iniciais como também nem sempre as tolerâncias de montagem tem relação direta com estudos estatísticos representativos das imperfeições reais da estrutura.

## 2.4 Ligações semirrígidas

Por razões práticas, as estruturas porta-paletes não são contraventadas na direção do corredor (MARKAZI, BEALE, GODLEY, 1997). Desta forma, a rigidez da estrutura nesta direção é garantida por meio da rigidez à flexão das colunas e das longarinas e, principalmente, da eficiência das ligações semirrígidas presentes. Segundo Zhao et al. (2014), uma das principais características dos porta-paletes está diretamente relacionada às suas ligações. Segundo os autores, o porta-paletes trata-se de uma estrutura com ligações fracas e vigas fortes, diferentemente de estruturas de edifícios tradicionais, onde a capacidade das ligações são ditas mais fortes, incluindo os pilares, e o projeto prevê vigas de menor capacidade para melhor ductilidade do sistema.

A estrutura porta-palete contém, essencialmente, três tipos de ligações semirrígidas de interesse. A primeira, e mais largamente abordada na literatura, trata-se da ligação entre a longarina e a coluna. Tal ligação é conhecida na literatura por BCC, “*beam-to-column*”, no caso, longarina-coluna. A segunda ligação de interesse trata-se da ligação da base. Apesar de menos estudada, a ligação de base afeta diretamente o comportamento mecânico da estrutura, como constatado por Baldassino e Bernuzzi (2000). Além das ligações semirrígidas longarina-coluna e de base, Beale e Godley (2003) consideram ainda outra ligação: as emendas das colunas. Conforme lembrado em Beale e Godley (2003), as emendas propiciam tanto a montagem de estruturas de armazenagem com um maior número de andares e/ou uma maior altura dos andares, como também o uso de seções transversais de colunas diferentes ao longo da altura do rack. Apesar destas vantagens, o uso de emendas não é frequentemente previsto nos projetos usuais de racks.

Segundo Shah et al. (2016b), as ligações longarina-coluna são projetadas para trabalhar por encaixe a fim de que as instalações sejam prontamente desmontáveis e capazes de remontagem. O processo de encaixe é viabilizado graças à presença dos conectores de extremidade cujas abas são definidas em função das perfurações das colunas (Figura 2.13). Os conectores são elementos metálicos, geralmente perfis pesados (SHAH ET AL., 2016b),

soldados nas extremidades de cada longarina. A Figura 2.13 mostra os principais componentes de uma ligação BCC.

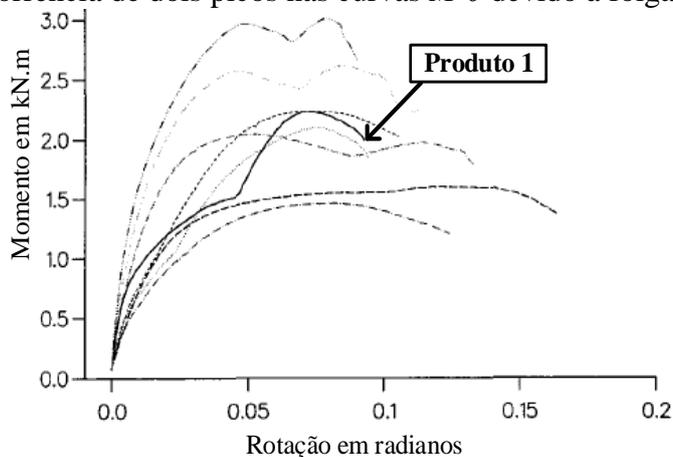
Figura 2.13 - Componentes da ligação semirrígida longarina-coluna.



Fonte: Shah et al. (2016b).

Markazi, Beale e Godley (1997) avaliaram experimentalmente o comportamento mecânico de diversos projetos de ligações BCC por meio da obtenção da curva momento-rotação ( $M-\theta$ ) e atestam que, em geral, as curvas  $M-\theta$  consistem em duas partes. A primeira parte representa o comportamento elástico, que, na maioria dos casos, é não-linear. A segunda parte da curva inclui o início do escoamento do material, seguido por um pico associado à capacidade última da conexão. Em alguns casos, os autores indicam que as curvas apresentam dois picos. Segundo Markazi, Beale e Godley (1997), isso ocorre pois o conector da extremidade entra em contato com a mesa da coluna na zona de compressão durante a parte inicial do carregamento, causando o primeiro pico. Uma vez que a folga da ligação na zona de compressão é eliminada, a carga, então, é transferida para a aba superior, que falha causando o segundo pico, como mostra o resultado de um de seus ensaios (Produto 1) na Figura 2.14. Apesar de representar a folga da ligação por meio de dois picos nas curvas  $M-\theta$ , este não é o único tipo de curva característico das ligações BCC.

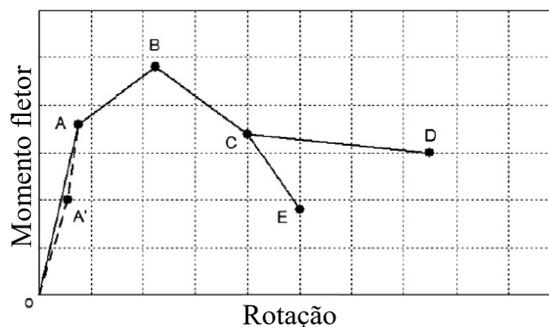
Figura 2.14 - Ocorrência de dois picos nas curvas  $M-\theta$  devido à folga da ligação BCC.



Fonte: Markazi, Beale e Godley (1997).

Zhao et al. (2014) avaliaram experimentalmente 17 grupos de ligações longarina-coluna (totalizando 51 testes) com diferentes detalhes de projeto (tipos de perfil da coluna e longarina e o número de abas no conector de extremidade). Os resultados mostram que os modos de deformação das ligações são semelhantes antes da falha, enquanto que os modos de falha dependem da espessura relativa entre a coluna e o conector de extremidade. Zhao et al (2014) observaram basicamente dois modos de falha em seu extenso estudo experimental. O primeiro tipo ocorre se a espessura da coluna for muito reduzida em comparação a da aba/conector. Neste caso, ocorre o início de uma fissuração em um dos furos superiores da coluna que se propaga, caracterizando o rasgamento da coluna. Entretanto, se a espessura da coluna não é inferior à da aba o suficiente, a fissuração se inicia na aba do conector que falha devido à sua propagação, caracterizando o segundo tipo de modo de falha. Em ambos os casos, o pico de carregamento é praticamente simultâneo ao início da fissuração.

Zhao et al. (2014) apresentam um gráfico geral  $M-\theta$  que resume o comportamento típico das ligações longarina-coluna avaliadas, como mostra a Figura 2.15. Segundo a Figura 2.15, espera-se que a ligação exiba um comportamento linear no início, representado pela linha OA. No entanto, segundo Zhao et al. (2014), se houver uma folga na ligação, o comportamento pode ser OA'A, representando a flexibilidade inicial promovida pela folga da ligação e, posterior enrijecimento do sistema. Após o ponto A, as relações momento-rotação exibem uma característica tipicamente não-linear antes do momento de pico (ponto B) – por simplificação, os autores representaram tal comportamento por uma reta na Figura 2.15. Segundo Zhao et al. (2014), as razões para a não-linearidade do trecho AB advém de fatores como: (i) deslizamento relativo entre a coluna e o conector de extremidade; (ii) plastificação das abas ou em alguns pontos no conector, ou ainda na região dos furos da coluna devido às concentrações de tensão e (iii) não-linearidade geométrica. Segundo Zhao et al. (2014), muitas vezes o ponto B corresponde à falha de um elemento, que pode corresponder às fissurações na aba ou na coluna. Após o ponto B, a capacidade de carga diminui moderadamente até o início de uma segunda fissura ou alguma outra falha, que é representada pelo ponto C. Segundo Zhao et al (2014), após a primeira fissura, a segunda aba (logo abaixo da primeira fissurada) pode começar a fissurar, ou, para o outro tipo de falha, a fissuração pode iniciar no segundo furo da coluna (logo abaixo do primeiro furo da coluna fissurado). Dependendo do modo de falha, o teste pode prosseguir para o ponto D ou ponto E, quando ocorre a falha total da ligação.

Figura 2.15 - Característica das curvas  $M-\theta$  de ligações BCC de porta-paletes.

Fonte: Zhao et al. (2014).

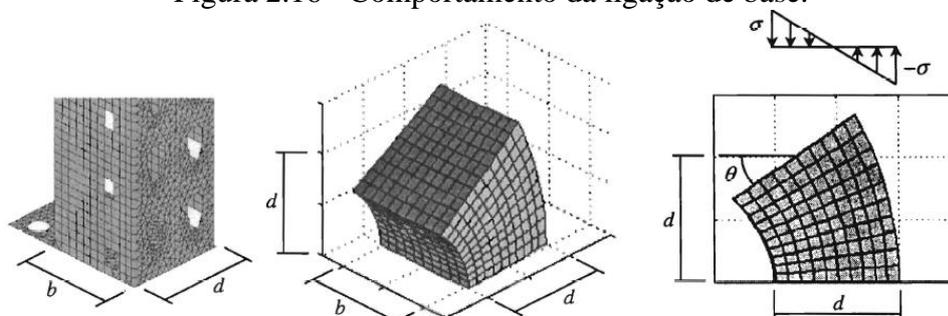
Assim como Markazi, Beale e Godley (1997), Zhao et al. (2014) observaram a influência das características geométricas da coluna e do conector no comportamento da ligação. Todavia, os trabalhos divergem quanto à representação, por meio da curva momento-rotação, das possíveis folgas existentes na ligação, mostrando o quão complexa é a tarefa de representar fielmente tais ligações devido principalmente à extensa variedade de projetos no mercado.

No contexto das ligações de base, segundo Sarawit e Peköz (2002), a versão anterior do RMI, de 1997, recomendava a Equação (11) para a relação momento-rotação das ligações de base.

$$\frac{M}{\theta} = \frac{bd^2E_c}{12} \quad (11)$$

Na Equação (11),  $b$  e  $d$  são características geométricas do perfil à altura da ligação de base como mostra a Figura 2.16 e  $E_c$  trata-se do módulo de elasticidade longitudinal do piso, normalmente, de concreto. Segundo Sarawit e Peköz (2002), a rigidez da base obtida a partir da Equação (11) é equivalente a assumir que o bloco de concreto, sob a placa de base, está sujeito a uma distribuição de tensão normal devido à flexão, geralmente em torno da maior inércia, conforme a Figura 2.16.

Figura 2.16 - Comportamento da ligação de base.

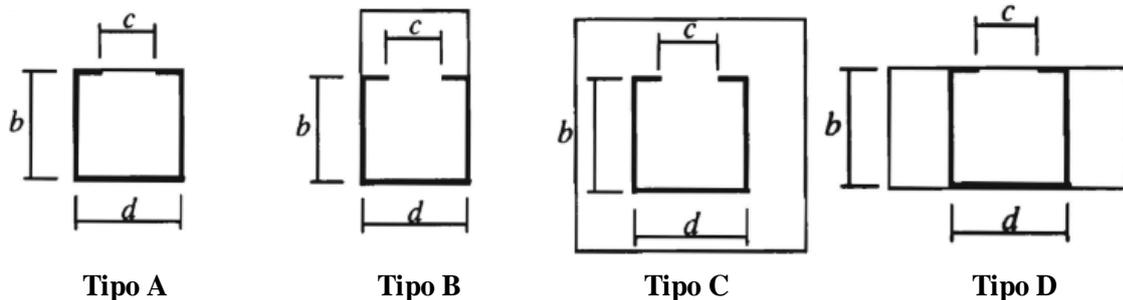


Fonte: Sarawit e Peköz (2002).

Todavia Sarawit e Peköz (2002) indicam uma inconsistência na abordagem representada pela Equação (11). Considerando apenas o bloco de concreto sob a placa de base, a expressão

analítica resulta em uma menor rigidez do que o piso real poderia desenvolver. Segundo os autores, isso ocorre porque o modelo negligencia o confinamento do material circundante. Além disso, segundo Sarawit e Peköz (2002), estudos com elementos finitos do problema de ligação da base mostraram que as pressões de contato entre a placa base e a superfície do concreto estão concentradas ao redor da seção da coluna, ao invés da distribuição linear de tensões mostrada na Figura 2.16 e representada pela Equação (11). Isso ocorre porque a espessura da parede da coluna ( $t_w$ ) e a espessura da placa de base ( $t_p$ ) em estudo são relativamente pequenas em comparação com as dimensões da seção transversal da coluna. Desta forma, a distribuição das tensões na superfície do concreto depende essencialmente destas espessuras e da localização da coluna na placa base. Neste contexto, Sarawit e Peköz (2002) apresentam um estudo em que são avaliadas as distribuições aproximadas de tensão para uma seção C com diferentes tipos de configurações de placa de base como mostra a Figura 2.17. Segundo os autores, o carregamento é mais amplamente distribuído quando a seção da coluna está localizada no centro da placa da base, e não quando ela está localizada nas bordas.

Figura 2.17 - Tipos de projeto considerados por Sarawit e Peköz (2002).



Fonte: Sarawit e Peköz (2002).

Sarawit e Peköz (2002) desenvolveram um estudo paramétrico para uma ampla gama de parâmetros ( $bd$ ,  $b/d$ ,  $c$ ,  $t_w$ ,  $t_p/t_w$ , em que  $b$ ,  $d$ ,  $c$  são definidos na Figura 2.17) em que as combinações desses parâmetros geraram um total de 900 modelos para cada tipo de placa base. Segundo os autores, os resultados da placa de base do tipo A foram semelhantes ao tipo B, enquanto os resultados do tipo C são semelhantes ao tipo D. Segundo os autores, isto ocorre pois a maior parte da rotação ocorre devido ao comportamento das almas. Novas equações de rigidez de base foram, então, propostas ajustando uma linha de regressão através dos resultados obtidos. A regressão dos dados dos tipos A e B é apresentada pela Equação (12) enquanto que a Equação (13) apresenta a formulação obtida para os tipos C e D.

$$\frac{M}{\theta} = \frac{7}{25} bd^2 E_c \quad (12)$$

$$\frac{M}{\theta} = \frac{7}{20}bd^2E_c \quad (13)$$

Sarawit e Peköz (2002) indicam que as Equações (12) e (13) são sugeridas para representar apenas a rigidez inicial das ligações de base. Isto é, as Equações (12) e (13) são aplicáveis somente quando a placa de base ainda está completamente em contato do concreto, havendo uma distribuição de tensão de compressão.

Como observado, o projeto das ligações longarina-coluna e de base não é uma tarefa trivial. Devido a extensa variedade de projetos de ligações no mercado, torna-se praticamente inviável o desenvolvimento de uma formulação teórica geral capaz de prever seu comportamento mecânico. Neste sentido, o dimensionamento de seus elementos requer o uso de ensaios padronizados, como previsto nas normas de racks brasileira ABNT NBR 15524-2:2007 e americana ANSI/RMI MH16.1:2012.

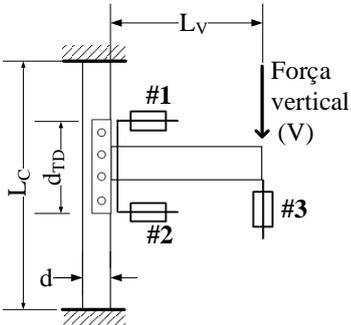
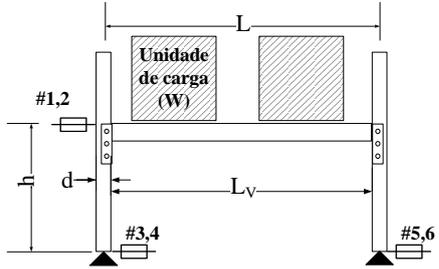
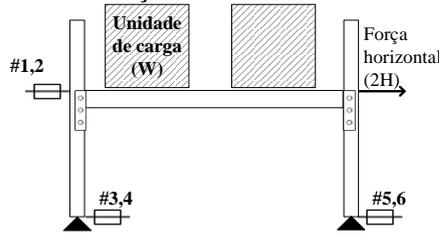
#### 2.4.1 Programas experimentais

Dentre as ligações semirrígidas de um porta-paleta, as ligações longarina-coluna, além de mais amplamente avaliadas na literatura, são também as mais analisadas por meio de ensaios padronizados pelas normas de projeto. A fim de avaliarem o comportamento semirrígido das ligações associado ao giro em torno do plano do montante, i.e., ao giro atrelado à deslocabilidade lateral do porta-paleta, as normas brasileira ABNT NBR 15524-2:2007 e americana ANSI/RMI MH16.1:2012 recomendam o uso do ensaio da “longarina em balanço/*cantilever test*” e/ou o ensaio “efeito de pórtico/*portal test*”. A Figura 2.18 compara ambos os procedimentos para a determinação da curva momento-rotação e da rigidez inicial da ligação (denominada F pela ANSI/RMI MH16.1:2012). Salvo as diferenças entre as instruções de montagem, instrumentação e tratamento de resultados, o objetivo dos ensaios permanece o mesmo nas normas brasileira e americana.

Na Figura 2.18,  $d$  é a largura da coluna;  $d_{DT}$  a distância entre os medidores de deslocamento;  $E$  o módulo de elasticidade longitudinal;  $I_C$  o momento de inércia da coluna em torno do eixo paralelo ao montante;  $I_L$  o momento de inércia da longarina em torno do eixo paralelo ao piso;  $I_M$  o momento de inércia do montante;  $H$  a força horizontal aplicada em cada coluna;  $h$  a cota do nível de carregamento;  $L$  a distância entre eixos das colunas;  $L_C$  o comprimento da coluna;  $L_L$  o comprimento da longarina;  $M$  o momento calculado na ligação;

$V$  a força vertical concentrada aplicada;  $V_{0,85}$  trata-se de 85% do valor da capacidade do sistema, i.e., de  $V$  máximo;  $W$  é o carregamento vertical aplicado (unidades de carga);  $\Delta_{\#i}$  é o deslocamento medido do transdutor de deslocamento  $\#i$ ;  $(\Delta_{\#i})_{0,85}$  é o deslocamento medido do transdutor de deslocamento  $\#i$  quando  $V$  é igual a  $V_{0,85}$ ; e, por fim,  $\theta$  é rotação da ligação.

Figura 2.18 - Comparação entre a longarina em balanço e o efeito de pórtico.

	Longarina em balanço	Efeito de pórtico (ANSI/RMI MH16.1:2008 e ABNT NBR 15524-2:2008)
Procedimento experimental	<p><b>ETAPA ESCORVAMENTO:</b> uma carga inicial de 10% da carga estimada deve ser aplicada inicialmente ao sistema e removida para assentar os componentes, e só então os instrumentos de medição devem ser zerados.</p> <p><b>ETAPA ÚNICA</b></p>  <p>A força vertical (<math>V</math>) deve ser aplicada gradualmente na longarina. A norma brasileira indica que <math>V</math> deve ser aplicada a uma distância de 40 cm da coluna enquanto a americana indica que deve ser aplicada na extremidade da longarina de comprimento 61 cm.</p> <p>Movimentos laterais ou de torção da longarina devem ser evitados, colocando-se um contraventamento lateral que deve permitir o deslocamento da longarina na direção de <math>V</math>.</p>	<p><b>ETAPA 1: carga vertical</b></p>  <p>Os transdutores de deslocamento de número ímpar são do plano da frente e os de número par são do plano do fundo.</p> <p><b>ETAPA 2: força horizontal</b></p>  <p>A força horizontal (<math>H</math>) deve ser aplicada gradualmente em cada coluna de um mesmo lado (portanto, <math>2H</math>).</p>
	Tratamento dos dados	<p><b>ABNT NBR 15524-2:2007</b></p> <p>O momento da ligação é dado por:</p> $M = (L_L + 0,5d)V$ <p>A rotação (<math>\theta</math>) é calculada por: <math>d_{TD}</math></p> $\theta = \frac{\Delta_{\#1} - \Delta_{\#2}}{d_{TD}}$
<p><b>ANSI/RMI MH16.1:2012</b></p> <p>A constante <math>F</math> para ser usada em análises lineares é (rigidez inicial):</p> $F = \frac{R.F.}{\frac{(\Delta_{\#3})_{0,85}}{V_{0,85}L_L^2} - \frac{L_C}{16EI_C} - \frac{L_L}{3EI_L}}$ <p>Em que <math>R.F.</math> é um fator de redução igual a 2/3 para obter o valor de momento no projeto das longarinas e igual a 1,0 para o projeto das colunas.</p>		<p><b>ANSI/RMI MH16.1:2012</b></p> <p>O deslocamento horizontal (<math>\Delta</math>) é dado por:</p> $\Delta = \frac{Hh^3}{3EI_C} + \frac{Hh^2L}{6EI_L} + \frac{Hh^2}{F}$ <p>A constante <math>F</math> para ser usada em análises lineares é (rigidez inicial):</p> $F = \frac{R.F.}{2 \frac{\Delta}{Hh^2} - \frac{h}{3EI_C} - \frac{L}{6EI_L}}$ <p>Em que <math>R.F.</math> é um fator de redução igual a 2/3.</p>

Segundo a ANSI/RMI MH16.1:2012 e a ABNT NBR 15524-2:2007, o ensaio da longarina em balanço é composto por um trecho de coluna curta e um trecho de longarina de estruturas porta-paletes. A fixação da coluna na norma americana é indicada como ilustrado na Figura 2.18, enquanto que a norma brasileira indica que a coluna deve ser fixada a um montante ou anteparo rígido em dois pontos. Movimentos laterais ou de torção da longarina devem ser evitados, colocando-se um contraventamento lateral que deve permitir o movimento da longarina somente na direção do carregamento. Sarawit e Peköz (2006a) indicam que os resultados do longarina em balanço são utilizados, normalmente, para o dimensionamento de ligações BCC.

Segundo a ANSI/RMI MH16.1:2012, o ensaio intitulado efeito de pórtico visa captar mais efeitos por meio da curva momento-rotação do que os obtidos pela longarina em balanço. A ANSI/RMI MH16.1:2012 indica que o efeito de pórtico é desejável quando a curva  $M-\theta$  resultante é utilizada em uma análise de estabilidade do pórtico. Segundo a ANSI/RMI MH16.1:2012, no ensaio do efeito de pórtico, após o rack ser montado corretamente, um carregamento igual ao do projeto das longarinas deve ser aplicado sobre elas, simulando seu carregamento em serviço. A deflexão devida à força horizontal deve ser medida ao nível do topo das longarinas (ANSI/RMI MH16.1:2012). A ANSI/RMI MH16.1:2012 indica ainda que o procedimento deve ser repetido com um carregamento duas vezes maior que o carregamento de projeto. O intuito é que testes sejam efetuados tanto para os carregamentos verticais de projeto quanto para os níveis de carregamento que definem a capacidade do sistema (SARAWIT, PEKÖZ, 2006a).

No caso do efeito de pórtico, são observadas rizezas diferentes nas ligações à direita e à esquerda do sistema estrutural. Sarawit e Peköz (2006a) indicam que, quando somente o carregamento vertical atua no sistema, teoricamente, o momento em cada uma das ligações é o mesmo. Segundo Sarawit e Peköz (2006a), quando a força horizontal para a direita é aplicada, a ligação da esquerda se solta, diminuindo o momento pré-existente de  $Hh/2$  e a ligação da direita é “apertada”, reduzindo suas folgas e aumentando o momento pré-existente de  $Hh/2$  – assumindo que ambas as ligações tenham a mesma rigidez, o que, normalmente, não pode ser garantido. Assim, segundo os autores, a rigidez  $F$ , única adotada pela ANSI/RMI MH16.1:2012 (Figura 2.18), é, na verdade, uma combinação dos valores de rigidez observados nas ligações à direita e à esquerda, como pode ser visto em Sarawit e Peköz (2006a). Portanto, as rizezas das ligações individuais não são obtidas a partir do ensaio efeito de pórtico. O efeito de pórtico fornece um valor médio aproximado da rigidez da ligação à medida que o processo de aperta/afrouxa é considerado devido à existência de folgas na ligação BCC. Sarawit e Peköz (2006a) alertam que o processo de aperta/afrouxa pode não ser tão simples quanto esperado (i.e., acréscimos e decréscimos iguais de

$Hh/2$  nos momentos de cada ligação), visto que a rigidez do descarregamento pode não ser igual à rigidez do carregamento. Por exemplo, se as ligações forem carregadas além do regime elástico, possíveis deformações permanentes nas ligações surgiriam, resultando em diferentes relações de momento e rotação no processo de carga e descarga (SARAWIT; PEKÖZ, 2006a).

Note que, apensar das curvas momento-rotação das ligações semirrígidas avaliadas serem fundamentalmente não-lineares (como observado por Markazi, Beale e Godley (1997) e Zhao et al. (2014)), a ANSI/RMI MH16.1:2012 indica que os valores  $F$  (Figura 2.18) são razoáveis para serem utilizados em análises lineares. Segundo Surovek, White e Leon (2005), uma das limitações da abordagem da rigidez secante é que, ao ser utilizada, o modelo não retrata adequadamente a resposta de descarregamento elástica das ligações devido a forças laterais. Tal constatação foi obtida em Surovek, White e Leon (2005) considerando um pórtico com ligações semirrígidas submetido primeiramente a um carregamento gravitacional e, posteriormente, sujeito à uma força horizontal.

A partir dos modelos mostrados na Figura 2.18, outros esquemas de ensaios foram propostos na literatura visando obter de forma mais adequada o comportamento mecânico da ligação. São exemplos: os ensaios da dupla longarina em balanço e do efeito de pórtico modificado.

Bajoria e Talikoti (2006) avaliaram o comportamento de ligações semirrígidas de racks por meio do ensaio “dupla longarina em balanço”, ou “*double cantilever test*”, que trata-se, basicamente, da versão simétrica do ensaio de longarina em balanço, i.e., considerando uma longarina de cada lado da coluna. Os autores compararam os resultados do ensaio proposto com o ensaio tradicional de longarina em balanço, tendo como referência um ensaio de escala real de um porta-paleta. Além das análises experimentais, análises numéricas dos dois tipos de ensaios como também do sistema em escala real foram desenvolvidas. Segundo Bajoria e Talikoti (2006), o sistema de dupla longarina em balanço reflete melhor à realidade de um porta-paleta quanto à relação cortante/momento fletor. Todavia os autores não indicam quais os principais fatores que justificam esta melhor representação. Como o braço para o ensaio da longarina em balanço utilizado por Bajoria e Talikoti (2006) foi diferente (900 mm) do utilizado na dupla cantoneira em balanço (400 mm) resta a indefinição se o modelo de ensaio é mais adequado ou a escolha do braço é a mais favorável, visto que a análise de ambos modelos por meio da estática das estruturas permite concluir que a razão momento/cortante está diretamente relacionada ao braço utilizado para a aplicação do carregamento.

Sarawit e Peköz (2006a) propuseram um ensaio de efeito de pórtico modificado para ser utilizado ao invés do ensaio da longarina em balanço, justificando que a utilização da longarina em

balanço gera razões de esforço cortante/momento fletor não representativas das estruturas reais de racks. Além disso, os autores alegam que os resultados da longarina em balanço são extremamente dependentes do comprimento de longarina adotado para o ensaio. Neste sentido, no efeito de pórtico modificado por Sarawit e Peköz (2006a), diferentemente do apresentado na Figura 2.18 para o efeito de pórtico, ao invés das forças horizontais serem aplicadas gradualmente, os carregamentos verticais é que são aplicados de forma incremental enquanto a deflexão máxima da longarina é registrada por meio de um transdutor de deslocamento. Nesta configuração, o ensaio é composto por apenas um etapa e não há forças horizontais envolvidas. Neste cenário, a Tabela 2.2 expõe uma análise comparativa entre os ensaios apresentados expondo as vantagens e desvantagens de cada uma em termos de ser capaz de representar individualmente a ligação BCC por meio da curva  $M-\theta$ ; de considerar os efeitos das folgas da ligação (caso existam) na determinação de  $M-\theta$ ; e, por fim, de ser capaz de representar adequadamente uma estrutura real por meio da razão momento/cortante.

Tabela 2.2 - Comparação entre os ensaios apresentados para a ligação longarina-coluna.

Ensaio	Capta curva $M-\theta$ da BBC individual?	Capta folgas da ligação BCC?	Razão momento/cortante é bem representada?
Longarina em balanço	✓	✓/⊗*	⊗
Efeito de pórtico	⊗	✓	✓
Dupla longarina em balanço	✓	✓/⊗ Por similaridade, vale o mesmo que a longarina em balanço.	✓
Efeito de pórtico modificado	✓	✓ Por similaridade, vale o mesmo que para o efeito de pórtico.	✓

Legenda:

✓ Atende; ⊗ Não atende.

\* Sim, segundo Markazi, Beale e Godley (1997) e Zhao et al. (2014), a folga é evidenciada na curva  $M-\theta$ . Para a ANSI/RMI MH16.1:2012, não capta as folgas.

Fonte: próprio autor.

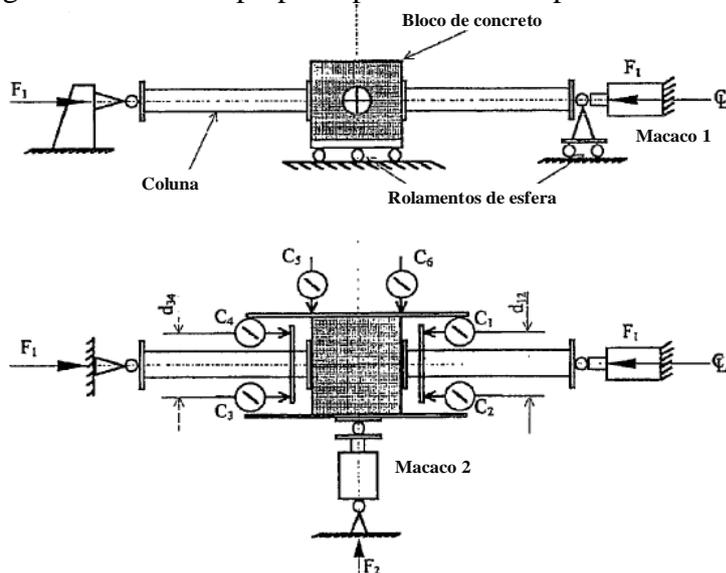
Diferentemente da ligação longarina-coluna, a recomendação de ensaios para caracterização da ligação da base não costuma ser alvo das normas de projeto destinadas a porta-paletes, como é observado nas recomendações da ANSI/RMI16.1:2008 e da ABNT NBR 15524-2:2008. Segundo Baldassino e Zandonini<sup>2</sup> (2003 apud BALDASSINO; ZANDONINI, 2008), apenas o FEM 10.2.02:2001 indica um aparato experimental destinado a caracterizar o comportamento mecânico das ligações da base, porém em caráter não obrigatório. O FEM 10.2.02:2001 trata-se de um documento normativo representante dos países da União Europeia

<sup>2</sup> BALDASSINO, N., ZANDONINI, R. Industrial steel racks: tests, design and Codes. In: Proceedings of the Conference on "Advances In Structures: Steel, Concrete, Composite and Aluminium", ASSCCA '03, Proceedings...Sydney, Australia, 2003.

destinado ao projeto de porta-paletes que reúne, tal como as normas ANSI/RMI16.1:2012 e ABNT NBR 15524-2:2007, recomendações de ensaios. Nas ligações de base, as placas de base (ou sapatas) são geralmente aparafusadas e são submetidas a uma combinação de força axial e momento fletor. Godley, Beale e Feng (1998) indicam que os resultados das poucas investigações sobre as propriedades de placas de base formadas a frio concluem que a relação momento-rotação não é linear. Segundo os autores, o desvio da linearidade é pequeno no regime elástico, mas torna-se maior no regime plástico. Neste sentido, a fiel caracterização destas curvas somente é obtida por um ensaio que considere, além da aplicação de momento fletor, de uma força axial constante.

O aparato experimental proposto pelo FEM 10.2.02:2001, mostrado na Figura 2.19, permite avaliar o comportamento mecânico das ligações da base para uma faixa de forças axiais aplicadas às colunas. O modelo consiste em: dois trechos de coluna, não maiores que 600 mm de comprimento, conectadas às suas placas de base e fixadas a um bloco de concreto que representa a superfície do piso em análise, e dois macacos hidráulicos dispostos para a aplicação das forças  $F_1$  e  $F_2$ . Segundo as recomendações, os ensaios podem ser realizados com concreto na classe de resistência 16/20 para qualquer piso sólido de concreto cuja resistência não seja conhecida. Além disso, os testes podem ser efetuados utilizando blocos de outros materiais, não somente concreto, a fim de representar fielmente o estudo em questão. Segundo o FEM 10.2.02:2001, o bloco de concreto deve ter as faces paralelas e deve permitir uma folga mínima de 50 mm ao redor de toda a placa de base. Além disso, o bloco deve ser montado em rolamentos de esferas ou em uma superfície bem lubrificada, de modo que possa se movimentar livremente no plano horizontal, mas impedido de girar em torno do eixo vertical.

Figura 2.19 - Ensaio proposto pela norma europeia FEM 10.2.02:2001.

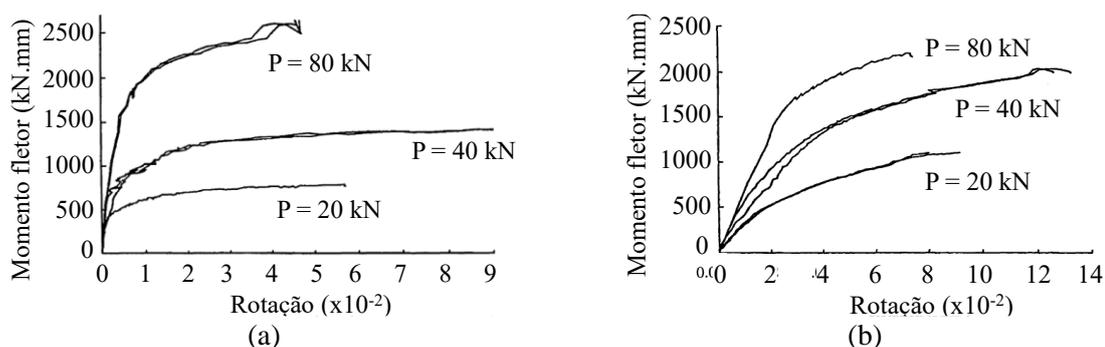


Fonte: FEM 10.2.02:2001.

Inicialmente, a força no macaco 1 é aumentada até seu valor pré-determinado  $F_1$  e mantida constante durante todo o ensaio. Segundo a recomendação europeia, o ensaio deve ser realizado para forças axiais  $F_1$  iguais a 25, 50, 75 e 100% da  $N_{c,Rd}$ , i.e., da força axial resistente de cálculo. Posteriormente, a força no macaco 2 é aplicada de forma incremental até atingir a capacidade máxima do modelo. Assim, por meio dos transdutores de deslocamento ( $C_1$  à  $C_6$ ) ilustrados na Figura 2.19, é possível obter a curva momento-rotação da coluna em relação à base de concreto, conforme detalhado em FEM 10.2.02:2001. Esta metodologia de ensaio também foi adotada por Godley, Beale e Feng (1998), Baldassino e Zandonini (2008) e Baldassino e Zandonini (2011). Inclusive em Godley, Beale e Feng (1998), os autores adotaram um par de colunas de cada lado do bloco de concreto a fim de reduzir efeitos de torção nas colunas.

Godley, Beale e Feng (1998) alertam para uma diferença essencial dos porta-paletes formados a frio das estruturas ditas convencionais. Segundo os autores, em estruturas permanentes construídas de perfis pesados, a fundação de concreto pode ser considerada infinita em profundidade. No entanto, as estruturas formadas a frio utilizadas como sistemas de armazenagem são frequentemente assentadas em finas camadas de concreto e, assim, os efeitos das camadas de solo subjacentes passam a afetar as curvas momento-rotação. Desta forma, em Godley, Beale e Feng (1998), os blocos utilizados para fornecer a fundação foram cubos de 400x400x400 mm de madeira ou concreto. A Figura 2.20 mostra os efeitos das diferentes forças axiais  $F_1$  (20 kN, 40kN ou 80 kN) mantidas nas colunas nos ensaios efetuados com blocos de concreto e madeira. Segundo Godley, Beale e Feng (1998), para ambas as fundações, as inclinações iniciais das curvas de momento-rotação são semelhantes, mas observa-se um incremento na capacidade máxima do sistema quando a força axial  $F_1$  é aumentada. Além disso, como esperado, os autores constataram que a fundação de concreto é muito mais rígida do que a fundação de madeira, mas, curiosamente, o bloco de concreto nem sempre conduziu à maior capacidade máxima do sistema.

Figura 2.20 - Resposta momento-rotação para fundações de (a) concreto e (b) madeira.



Fonte: Godley, Beale e Feng (1998).

A dependência entre o comportamento estrutural da ligação e a força axial  $F_1$  mostrada na Figura 2.20 foi também atestada por Baldassino e Zandonini (2008, 2011). Desta forma, Baldassino e Zandonini (2011) sugerem que, para a determinação do comportamento mecânico da ligação de base, sejam efetuados testes para um número adequado de valores de carga axial dentro da faixa de uso prevista para a coluna. Além disso, Baldassino e Zandonini (2011) indicam que os modos de falha observados foram plasticidade e instabilidade da coluna próximo à ligação da base. I.e., deformações notáveis do sistema de fixação no concreto não foram observadas. Resultados semelhantes foram indicados por Baldassino e Zandonini (2008) que ainda indicam que a interação entre a placa de base e a coluna pode afetar notavelmente a resposta da global da ligação. Isto é, Baldassino e Zandonini (2008) observaram que a restrição oferecida pelo elemento da placa de base à coluna varia com o projeto de sapata avaliado.

Quanto à execução do ensaio apresentado pela Figura 2.19, Baldassino e Zandonini (2011) enfatizam uma sensibilidade não desprezível de algumas características do ensaio e indicam possíveis situações que possam ocorrer durante o estágio de carregamento que merecem destaque por afetar o comportamento da curva momento-rotação obtida. Dentre eles:

- (i) A resposta da ligação é altamente sensível a pequenas variações da carga axial aplicada nas colunas durante o teste. Portanto, segundo os autores, é importante ter um sistema de controle de carga confiável para manter constante a carga axial nas colunas;
- (ii) Deslocamentos verticais do bloco de concreto podem ocorrer, devido às inevitáveis imperfeições geométricas das ligações de base e/ou excentricidades das forças axial (colunas) e transversal (aplicada ao bloco) em relação ao centro deste elemento. Este efeito requer uma restrição vertical eficiente.
- (iii) Tendências de giro do bloco de fundação foram observadas em instantes próximos ao colapso, induzindo assim uma contribuição de flexão parasitária ao sistema, e desencadeando o colapso prematuro da ligação da base. A magnitude dessa perturbação não foi determinada pelos autores.

Desta forma, apesar de aplicável, nota-se que a correta utilização do ensaio da ligação de base requer uma amostra representativa do bloco de fundação e o conhecimento prévio do carregamento previsto para as colunas, além de cuidados extras a serem considerados durante o ensaio a fim de que seja representativo, como alertado por Baldassino e Zandonini (2011). Sendo assim, enquanto a ligação de base apresenta um tipo de ensaio único, porém complexo, o comportamento das ligações BCC pode ser obtido por ensaios diferentes, contemplando modelos simples a mais complexos, mas que são função principalmente do objetivo a que se destina o ensaio.

## 2.5 Considerações finais

O presente capítulo apresentou as características dos principais elementos que contribuem, positivamente ou não, para a estabilidade de porta-paletes seletivos na direção do corredor.

O primeiro elemento apresentado das estruturas de armazenagem é a coluna. O estudo das colunas perfuradas permitiu indicar o quão sensíveis estes elementos são às tensões residuais e às perfurações e, por conta disso, foi apresentado o nível de detalhamento usualmente requerido para sua adequada modelagem numérica. Neste sentido, é apresentada uma metodologia de modelagem que permite considerar os efeitos das perfurações, dos modos de imperfeição geométrica inicial e ainda capturar os modos de instabilidades local e distorcional por meio de EFs unidimensionais, reduzindo, assim, o custo computacional. Apesar de utilizados em pesquisas desde, pelo menos, a década de 40 (HRENNIKOFF, 1941), faltam relatos na literatura estudos acerca da aplicação de modelos reticulados para a representação tridimensional de perfis de aço sob instabilidade. Neste sentido, o presente estudo propõe a utilização de tal metodologia atrelada à validações com base em resultados experimentais.

Posteriormente, é apresentado um panorama dos possíveis modos de imperfeições geométrica em estruturas de armazenagem e como elas podem ser, de forma prática, consideradas em projeto. Neste cenário, é nítida a falta de informações e recomendações, tanto na literatura quanto nas prescrições normativas, acerca das imperfeições localizadas das colunas. Sendo assim, faz-se fundamental investigar não somente os tipos e os efeitos das imperfeições localizadas no comportamento mecânico do sistema, como também avaliar a aplicabilidade das recomendações normativas referentes às tolerâncias de falta de prumo e de retilineidade tendo em vista que tais limitantes, em geral, não apresentam relação direta com estudos estatísticos representativos das imperfeições reais da estrutura.

No âmbito da estabilidade lateral dos racks, o estudo apresentado acerca das ligações semirrígidas permite concluir que, devido a extensa variedade de projetos no mercado, uma padronização para o comportamento mecânico das ligações é inviável. Ainda assim, os trabalhos da literatura permitem concluir que a determinação experimental das curvas  $M-\theta$  também não é uma tarefa trivial seja devido ao número elevado de tipos de ensaios para as ligações BCC seja pela alta complexidade do ensaio da ligação de base.



### 3 DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO

Atualmente, em grande parte das normas de projeto, o dimensionamento das colunas de porta-paletes submetidas à flexo-compressão é efetuado por meio das expressões de interação de esforços combinados M-N, em que o dimensionamento à compressão pode ser realizado basicamente por duas vertentes: pelo método do comprimento efetivo e pelo método da análise direta. ASCE (1997) esclarece que ambos os procedimentos são capazes de contabilizar os efeitos deletérios da estrutura na resistência dos membros sujeitos à compressão ou a flexo-compressão. Todavia, diferem na maneira com que aproximam tais efeitos. Neste contexto, o presente capítulo apresenta as características das expressões de interação M-N vigentes nas normas de projeto brasileiras e americanas, e enfatiza as peculiaridades dos principais métodos de dimensionamento à compressão presentes nas normas de projeto.

É importante ressaltar que, assim como a análise global do rack pode ser efetuada por meio de duas análises globais ortogonais independentes (referentes às direções paralela e perpendicular ao corredor), a completa análise da estrutura deve avaliar os efeitos das solicitações de momento fletor e força normal por meio das expressões de interação M-N também em ambas as direções. Porém, no presente estudo, o enfoque é dado ao projeto do rack avaliado somente na direção do corredor, tendo em vista a complexidade desta análise segundo o método do comprimento efetivo.

#### 3.1 Dimensionamento de barras sujeitas a esforços combinados

A primeira expressão de interação de esforços combinados (M-N) foi publicada na edição da AISC de 1936. A ANSI/AISC:1936 relacionava de forma linear os esforços axiais e de momento fletor por meio de uma relação que foi vigente até 1961. A nova expressão de interação apresentada pela ANSI/AISC:1961, diferentemente da de 1936 considerava a influência da estabilidade do pórtico e do efeito P- $\delta$ . Todavia, o efeito P- $\Delta$  decorrente da imperfeição geométrica global ainda não tinha sido contabilizado.

Em 1986, a nova vertente de dimensionamento chamada “*Load and Resistance Factor Design*”, a AISC LRFD, apresentou as Equações (14) e (15) para definir o comportamento da interação M-N. Atualmente, estas são as expressões vigentes tanto nas normas brasileira (ABNT NBR 8800:2008) quanto americana (ANSI/AISC 360:2016) destinadas a perfis soldados e

laminados. Em contrapartida, as recomendações normativas destinadas aos PFF (ABNT NBR 1462:2010 e ANSI/AISI S100:2020) mantém a relação linear entre os esforços de momento fletor e de força normal para explicar a interação M-N, de forma similar às recomendações AISC até 1961. A Equação (16) apresenta a expressão vigente na ABNT NBR 14762:2010 e ANSI/AISI S100:2020.

$$\text{Se } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 : \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (14)$$

$$\text{Se } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 : \frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0 \quad (15)$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0 \quad (16)$$

Nas Equações (14), (15) e (16),  $N_{Sd}$  trata-se da força axial solicitante de cálculo, enquanto que  $M_{x,Sd}$  e  $M_{y,Sd}$  são os momentos fletores solicitantes de cálculo em relação aos eixos principais  $x$  e  $y$  da seção transversal, respectivamente; similarmente,  $N_{Rd}$ ,  $M_{x,Rd}$  e  $M_{y,Rd}$  são a força axial resistente de cálculo, o momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo  $x$  e o momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo  $y$ , respectivamente.

Duan e Chen (1989) constatam que as atuais curvas, apresentadas pelas Equações (14) e (15), foram desenvolvidas com base em 82 soluções inelásticas “exatas”, i.e., análises bidimensionais inelásticas de segunda-ordem em que o efeito da evolução da plastificação, incluindo os efeitos de tensão residual, foram explicitamente modelados em elementos sujeitos à flexão-composta em que a flexão em torno do eixo de maior inércia é dominante. Neste cenário, a ASCE (1997) destaca algumas diretrizes que foram estabelecidas para a adoção das Equações (14) e (15):

- i.* As Equações (14) e (15) podem ser aplicadas a uma grande faixa de problemas: membros de várias razões  $L/r_2$ , em que  $L$  é o comprimento da barra e  $r_2$  o raio de giração mínimo da seção; com imperfeições geométricas iniciais; com tensões residuais; sujeitos à flexão em torno do eixo de maior ou menor inércia; com deslocamentos laterais ou não; com carregamentos laterais transversais, ou somente com carregamentos nas extremidades.
- ii.* As equações são baseadas em esforços oriundos de análises elásticas de segunda-ordem;
- iii.* Não são necessárias verificações quanto à resistência e a estabilidade do membro separadamente. O uso das Equações (14) e (15) permite uma análise conjunta da falha dos membros, visto que, em geral, falham sob uma combinação de flexão inelástica com efeitos de instabilidade;

- iv.* As Equações (14) e (15) não podem resultar em valores maiores que 5% contra-segurança, quando comparadas às resistências obtidas de soluções ditas “exatas” (soluções inelásticas de segunda-ordem).

Segundo a ASCE (1997), o conceito de comprimento efetivo foi pela primeira vez introduzido nas recomendações da ANSI/AISC:1963. Ou seja, quando foram definidas, as expressões de interação M-N foram baseadas no dimensionamento por meio do método do comprimento efetivo de flambagem. Todavia, atualmente, tais expressões de interação de esforços combinados são aplicadas para as duas principais vertentes de dimensionamento: o método do comprimento efetivo e o método da análise direta.

## **3.2 Métodos de dimensionamento à compressão**

Como comentado, a diferença fundamental entre as principais vertentes de dimensionamento trata-se de qual etapa do projeto os efeitos desestabilizantes da estruturas são contabilizados na resistência dos membros sujeitos à compressão. Se, por um lado, a praticidade do método do comprimento efetivo de flambagem está na etapa de análise estrutural, por outro, o método da análise direta prioriza a praticidade na etapa da determinação dos esforços resistentes. A presente seção apresenta as características das principais vertentes de dimensionamento à compressão vigentes nas normas de projeto, incluindo o da análise avançada que enquadra-se no método da análise direta.

### ***3.2.1 Método do comprimento efetivo de flambagem***

O método do comprimento efetivo de flambagem vêm sendo prescrito nas especificações da AISC desde a década de 60. Yura (1971) descreve o conceito de comprimento efetivo como um método matemático que reduz o problema de avaliar a tensão crítica de uma coluna à sua condição equivalente considerando-a biapoiada. Para tal, o comprimento real da coluna em estudo é substituído por um comprimento equivalente ( $KL$ ) na formulação dada por Euler para colunas biapoiadas, como mostra a Equação (17). Ou seja, dada uma estrutura em estudo, a coluna biapoiada com um comprimento equivalente, que leva à mesma tensão crítica que a estrutura original, estabelece o valor do coeficiente de flambagem  $K$  (YURA, 1971).

$$N_e = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \Rightarrow N_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (17)$$

Na Equação (17), o cômputo da força crítica de flambagem elástica  $N_e$  é efetuado por meio do módulo de elasticidade  $E$ , do momento de inércia  $I$  e do comprimento real da coluna  $L$ . Segundo a ABNT NBR 8800:1986, o coeficiente de flambagem de barras comprimidas ( $K$ ) de um elemento depende de suas condições de extremidade e pode, teoricamente, assumir um valor de 0,5 à infinito. A Figura 3.1 apresenta os valores de coeficiente de flambagem à flexão vigentes na ABNT NBR 8800:2008.

Figura 3.1 - Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados.

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de $K_x$ ou $K_y$	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio						
	Rotação e translação impedidas Rotação livre, translação impedida Rotação impedida, translação livre Rotação e translação livres					

Fonte: ABNT NBR 8800:2008.

Atualmente, para membros sujeitos à compressão, as normas americana ANSI/AISC 360:2016 e brasileira ABNT NBR 8800:2008 apresentam apenas uma curva de resistência, dada pelas Equações (18) e (19).

$$N_e \geq \frac{4}{9} N_y, \text{ i.e., } \lambda_0 \leq 1,5: N_{cR,k} = 0,658 \left( \frac{N_y}{N_e} \right) N_y = 0,658 \lambda_0^2 N_y \quad (18)$$

$$N_e \leq \frac{4}{9} N_y, \text{ i.e., } \lambda_0 \geq 1,5: N_{c,Rk} = 0,877 N_e = \left( \frac{0,877}{\lambda_0^2} \right) N_y \quad (19)$$

Em que  $\lambda_0$  e  $N_e$  são obtidos por meio da Equações (20) à (24). Além da força axial de plastificação  $N_y$ , a Equação (20) mostra que o índice de esbeltez reduzido  $\lambda_0$  é função também da força crítica de flambagem elástica ( $N_e$ ). No caso de seções monossimétricas cujo eixo  $x$  é o eixo de simetria,  $N_e$  é obtido pela Equação (21), i.e., pelo mínimo entre a força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo principal  $y$  ( $N_{ey}$ ) e a força axial de flambagem global elástica por flexo-torção ( $N_{ext}$ ). Para tal, a Equação (22) apresenta as forças axiais de flambagem global

elástica por flexão em relação aos eixos principais  $x$  e  $y$ , respectivamente; a Equação (23) define a força axial de flambagem global elástica por torção; e, por fim, a Equação (24) determina a força axial de flambagem global elástica por flexo-torção.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{N_y}{N_e}} \quad (20)$$

$$N_e = \min \{ N_{ey}, N_{ez} \} \quad (21)$$

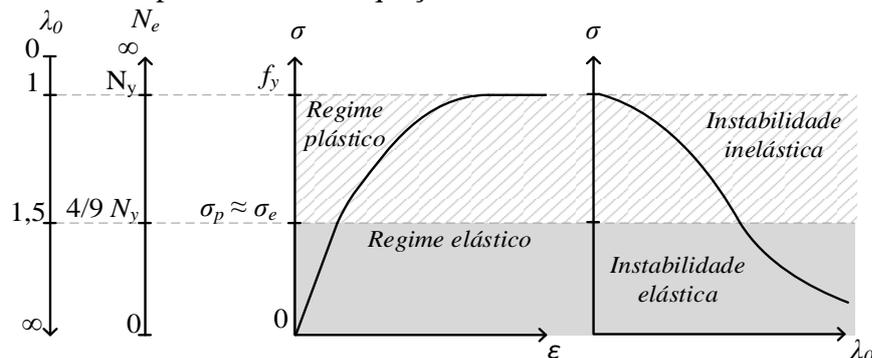
$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2}, N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (22)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[ \frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \quad (23)$$

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2 \left[ 1 - \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ex}N_{ez} \left[ 1 - \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right] \quad (24)$$

Nas Equações (22) à (24),  $K_x L_x$  e  $K_y L_y$  são os comprimentos efetivos de flambagem global em relação aos eixos principais  $x$  e  $y$ , respectivamente;  $K_z L_z$  o comprimento efetivo de flambagem global por torção;  $E$  e  $G$  os módulos de elasticidade longitudinal e transversal, respectivamente;  $I_x$  e  $I_y$  os momentos de inércia em relação aos eixos principais  $x$  e  $y$ , respectivamente;  $r_0$  o raio de giração polar da seção em relação ao centro de torção;  $C_w$  a constante de empenamento da seção transversal; e, por fim,  $x_0$  é a distância do centroide ao centro de torção na direção principal  $x$ . O comportamento das Equações (18) e (19) é ilustrado na Figura 3.2. Para membros cuja falha é governada por instabilidade inelástica, a resistência do membro é dada pela Equação (18). Em contrapartida, para falhas por instabilidade elástica, a resistência dos membros é expressa pela Equação (19).

Figura 3.2 - Comportamento das equações de dimensionamento do AISC LRFD.



Fonte: próprio autor.

Em 1993, a ASCE formou um comitê específico para desenvolver o estudo apresentado no ASCE (1997). Nele, são contempladas técnicas para avaliar a estabilidade da membros sujeitos à compressão no dimensionamento de pórticos. A ASCE (1997) é entendida como texto base para o entendimento da técnica dos coeficientes de flambagem equivalentes. A ASCE (1997) indica que o uso de  $N_e$  com base no coeficiente  $K$  nas equações de dimensionamento apresentadas pelas Equações (18) e (19) é a única ligação existente entre a curva de resistência e o modelo de estabilidade utilizado. De forma simplificada, os modelos de estabilidade para a determinação de  $K$  podem ser subdivididos em duas categorias. A primeira trata-se dos métodos elásticos, em que os efeitos da plasticidade são negligenciados no modelo da estrutura. O segundo, nos métodos plásticos, o cálculo do coeficiente  $K$  provêm de representações simplificadas para a plasticidade dos membros sujeitos à compressão (ASCE, 1997).

A ASCE (1997) indica estudos que comprovam a economia existente na determinação do coeficiente  $K$  por meio de comprimentos efetivos inelásticos. Segundo o documento, isto ocorre porque as esbeltezas utilizadas em projetos provocam, muitas vezes, casos em que uma plasticidade substancial é atestada antes do nível de resistência ser atingido. Se os membros são plastificados no nível de suas resistências de projeto, a restrição relativa provocada pelos trechos elásticos ainda existentes na barra são maiores do que se o membro estivesse totalmente elástico. Como apresentado na Figura 3.1, partindo da situação de uma barra biapoiada, qualquer restrição a mais em suas extremidades provoca uma diminuição no valor do coeficiente de flambagem. Sendo assim, o elemento que se encontra parte plastificado e parte elástico deve ter seu comprimento de flambagem reduzido em função desta nova restrição introduzida. Neste sentido, tendo em vista que a Equação (18) é regida pelo regime elasto-plástico enquanto a Equação (19) pelo regime elástico, de forma coerente, o esperado seria utilizar coeficientes  $K$  determinados por modelos inelásticos e elásticos, respectivamente. Todavia, segundo a ASCE (1997), para a Equação(18), muitas vezes é suficiente, porém conservativo, o dimensionamento ser obtido ignorando a plasticidade do membro para o cálculo do comprimento efetivo, i.e., adotando-se comprimentos efetivos ditos elásticos. Segundo a atual norma americana destinada aos porta-paletes ANSI/RMI MH16.1:2012, esta é a prática aplicada nas recomendações da AISC, AISI e da própria RMI.

Segundo a ASCE (1997), se a instabilidade inelástica é considerada, normalmente assume-se que a plastificação é uniforme ao longo do comprimento do elemento. Desta forma, assume-se os elementos inelásticos são prismáticos dentro do modelo de estabilidade. Baseado nesta idealização, as Equações (18) e (19) podem ser reescritas como uma única equação aplicável tanto para falhas elásticas quanto plásticas (ASCE, 1997), como mostra a Equação (25).

$$N_{c,Rk} = 0,877\tau N_e = 0,877N_{e\tau} \quad (25)$$

Na Equação (25),  $N_{e\tau}$  é dado pela Equação (26):

$$N_{e\tau} = \frac{\pi^2\tau EI}{(KL)^2} \quad (26)$$

ASCE (1997) denomina  $N_{e\tau}$  como a força de flambagem (elástica ou inelástica) e  $\tau$  como fator de redução de rigidez inelástica, que pode ser tomado como a razão entre o módulo de elasticidade tangente  $E_t$  e o módulo de elasticidade  $E$ , i.e.,  $E_t/E$ . Na ASCE (1997) constam duas expressões para o fator de redução da rigidez inelástica. A primeira trata-se da formulação prevista pelo AISC (1994), como mostra a Equação (27). O uso da Equação (27) para o fator de redução da rigidez inelástica  $\tau$  permite recuperar as Equações (18) e (19).

$$\tau = \begin{cases} 1 & se N_{c,Rk} \leq \left[ 0,877 \left( \frac{4}{9} N_y \right) = 0,39 N_y \right] \\ -2,724 \frac{N_{c,Rk}}{N_y} \ln \left[ \frac{N_{c,Rk}}{N_y} \right] & se N_{c,Rk} > 0,39 N_y \end{cases} \quad (27)$$

Para fins comparativos, a outra formulação apresentada pela ASCE (1997), trata-se de uma curva parabólica para o fator de redução  $\tau$  do SSRC (1976), como mostra a Equação (28). Esta mesma formulação será retomada no contexto do método da análise direta, mais detalhes são apresentados na seção 3.2.2.

$$\tau = \begin{cases} 1 & se N_{c,Rk} \leq 0,5 N_y \\ 4 \frac{N_{c,Rk}}{N_y} \left( 1 - \frac{N_{c,Rk}}{N_y} \right) & se N_{c,Rk} > 0,5 N_y \end{cases} \quad (28)$$

A comparação entre as Equações (27) e (28) mostra que o uso da formulação do AISC (1994) leva a valores menores para o fator  $\tau$  do que por meio do SSRC (1976). Segundo o ASCE (1997) isto ocorre pois a Equação (28) não leva em conta as imperfeições geométricas locais enquanto que a Equação (27) do AISC (1994) as considera.

Como visto, as Equações (18) e (19) são diretamente dependentes da escolha do coeficiente  $K$  para a determinação de  $N_e$  e, conseqüentemente, na obtenção de  $N_{c,Rk}$ . O mesmo também ocorre na equação única apresentada pela ASCE (1997), Equação (25), para a determinação de  $N_{e\tau}$ . Neste sentido, a ASCE (1997) indica um procedimento iterativo que possibilita, a partir da Equação (25), a obtenção do valor do comprimento efetivo “exato” da barra. Segundo a ASCE (1997) o comprimento efetivo exato é associado com a rigidez (elástica ou inelástica) do membro sujeito à

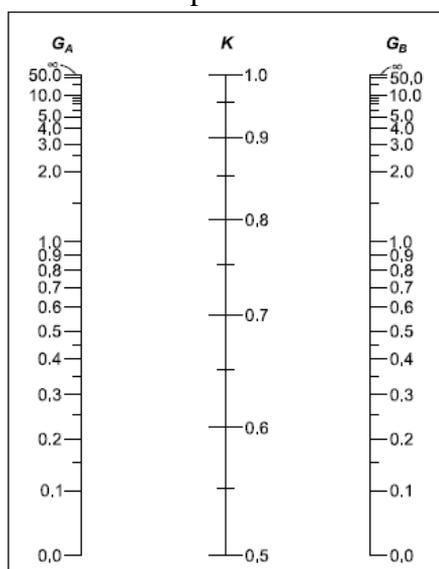
compressão no momento inicial da instabilidade do membro. Desta forma, a partir de procedimentos iterativos em que a aplicação do carregamento é alterada e a rigidez inelástica do membro é atualizada até que a instabilidade da estrutura seja alcançada, é possível a determinação dos comprimentos inelásticos equivalentes, i.e., dos valores exatos de  $K$ . Segundo a ASCE (1997), no ponto de início da instabilidade, a força axial em todos os membros do modelo é dada por  $N_{er}$ , assim, o coeficiente de flambagem pode ser obtido pela resolução da Equação (26), dando início ao processo iterativo pois  $\tau$  e  $N_{er}$  são relacionados. Yura (1971) ilustra exemplos deste processo iterativo para problemas de flambagem inelástica. Na prática, a ASCE (1997) indica que, como as Equações (18) e (19) não dependem do cálculo de  $\tau$ , elas são mais adequadas para o dimensionamento das barras sob compressão. Motivo pelo qual é a metodologia empregada atualmente pelas normas de projeto ABNT NBR 8800:2008, ABNT NBR 14762:2010, ANSI/AISC 360:2016 e ANSI/AISI S100:2020, por exemplo. É importante ressaltar que, mesmo aplicada a regimes elásticos e plásticos, a Equação (21) é sempre escrita em função da rigidez elástica  $EI$ . Segundo a ASCE (1997), isto permite concluir que os efeitos de plasticidade da coluna são capturados completamente pela combinação do comportamento exponencial da Equação (18) e da determinação de coeficientes de flambagem inelásticos  $K$  a serem utilizados nas Equações (20) e (21). Se, de forma conservadora o fator  $K$  for obtido de modelos elásticos, a plasticidade é contabilizada somente pela Equação (18).

Além de depender de análises elásticas ou plásticas, o valor do coeficiente  $K$  é função também do tipo de estrutura em que a coluna é pertencente. Para elementos isolados, a aplicação dos valores da Figura 3.1 é praticável. Todavia, para membros pertencentes a estruturas momento resistentes, por exemplo, a determinação do coeficiente  $K$  torna-se uma tarefa mais complexa. Dentre os diferentes procedimentos existentes da literatura para a determinação do parâmetro  $K$ , um dos mais utilizados até hoje pelas normas de projeto (ANSI/AISC 360:2016) é o método dos diagramas de alinhamento. Trata-se de um recurso gráfico que permite aproximar a obtenção de coeficientes de flambagem  $K$  elásticos. Os diagramas de alinhamento permitem separar os casos de pórticos sem e com restrição aos deslocamentos laterais. Todavia, já na década de 70, Yura (1971) indicava a complexidade em se utilizar tais diagramas. Segundo Yura (1971), valores de  $K$  entre 2 e 3 ou ainda maiores não eram incomuns. Esta magnitude de valores parecia muito grande para os projetistas que, já na década de 60, começavam a descreditar neste procedimento. Segundo Yura (1971), grande parte da dificuldade e dos mal entendidos acerca do conceito do comprimento efetivo são devido ao uso incorreto do diagrama de alinhamento provocado, principalmente, pelo não atendimento de suas premissas.

As Figuras 3.3 e 3.4 mostram os diagramas de alinhamento apresentados na ANSI/AISC 360:2016 para os casos em que deslocamentos nodais interpavimentos são restringidos e permitidos, respectivamente. Segundo a ANSI/AISC 360:2016, os diagramas de alinhamento são baseados nas seguintes condições idealizadas:

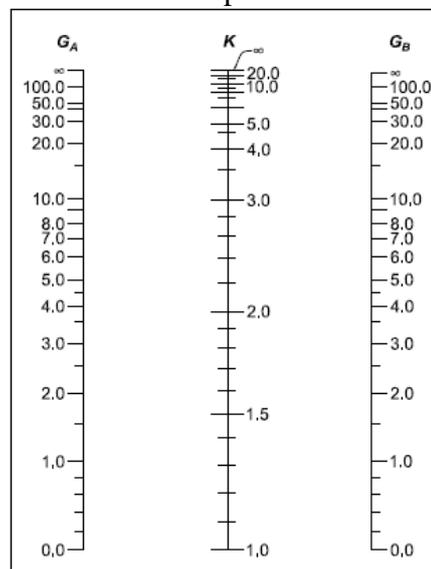
- O comportamento do sistema é puramente elástico.
- Todos os membros têm seção transversal constante e são inicialmente retos, i.e., sem imperfeições geométricas iniciais locais.
- Todas as ligações são rígidas.
- Para os pilares em que os deslocamentos nodais interpavimentos são impedidos, as rotações nas extremidades opostas dos pilares são iguais em magnitude e sentido oposto, produzindo curvatura simples de flexão.
- Para os pilares em que os deslocamentos nodais interpavimentos são permitidos, as rotações nas extremidades opostas dos pilares são iguais em magnitude e direção, produzindo curvatura reversa de flexão.
- O parâmetro de rigidez  $L(N/EI)^{1/2}$  de todos os pilares é igual.
- A restrição promovida pelo nó é distribuída para o pilar acima e abaixo do nó em proporção a  $EI/L$  para os dois pilares.
- Todos os pilares se instabilizam simultaneamente.
- Não existe força de compressão significativa nas vigas.
- As deformações de cisalhamento são negligenciadas.

Figura 3.3 - Diagrama de alinhamento para o caso em que os deslocamentos nodais são impedidos.



Fonte: ANSI/AISC 360:2016.

Figura 3.4 - Diagrama de alinhamento para os casos em que são permitidos deslocamentos nodais interpavimentos.



Fonte: ANSI/AISC 360:2016.

Os gráficos de alinhamento são baseados na Equação (29) para os casos em que os deslocamentos nodais são impedidos, e na Equação (30) para os casos em que são permitidos os deslocamentos interpavimentos.

$$\frac{G_A G_B}{4} \left( \frac{\pi}{K} \right)^2 + \left( \frac{G_A + G_B}{2} \right) \left[ 1 - \frac{\frac{\pi}{K}}{\tan \left( \frac{\pi}{K} \right)} \right] + \frac{2 \tan \left( \frac{\pi}{2K} \right)}{\left( \frac{\pi}{K} \right)} - 1 = 0 \quad (29)$$

$$\frac{G_A G_B \left( \frac{\pi}{K} \right)^2 - 36}{6(G_A + G_B)} - \frac{\left( \frac{\pi}{K} \right)}{\tan \left( \frac{\pi}{K} \right)} = 0 \quad (30)$$

Nas equações (29) e (30),  $G_A$  e  $G_B$  são definidos como mostra a Equação (31).

$$G = \frac{\sum \left( \frac{E_p I_p}{L_p} \right)}{\sum \left( \frac{E_v I_v}{L_v} \right)} = \frac{\sum \left( \frac{EI}{L} \right)_p}{\sum \left( \frac{EI}{L} \right)_v} \quad (31)$$

Os índices  $A$  e  $B$  aplicados nas Equações (29) e (30) referem-se aos nós inferior e superior, respectivamente, nas extremidades do pilar. Na Equação (31), o símbolo  $\Sigma$  refere-se ao somatório da contribuição de todos os membros conectados de forma rígida ao nó avaliado e localizados no plano em que o flambagem da coluna está sendo considerado. Os índices  $p$  e  $v$  referem-se aos pilares e vigas conectados rigidamente no nó. Como esperado, as hipóteses que fundamentam os diagramas de alinhamento raramente são assumidos em estruturas reais e, portanto, ajustes são muitas vezes necessários.

Além da abordagem do diagrama de alinhamento, há outras metodologias para a determinação do coeficiente  $K$ . Tais metodologias são subdivididas pela ASCE (1997) em duas categorias: (i) abordagem da instabilidade do andar e (ii) abordagem da instabilidade do sistema. A abordagem da instabilidade do andar é baseada na premissa de que, em um mesmo andar, o modo de instabilidade de um pilar não é independente do comportamento dos demais pilares (ASCE, 1997). A relação entre os elementos é regida pelos tipos de vinculação existentes e pela orientação de cada perfil (instabilidades de flexão em torno do eixo de maior ou menor inércia), por exemplo. Enquanto isso, a abordagem da flambagem do sistema defende que os coeficientes de flambagem podem também ser obtidos por meio de uma análise de estabilidade elástica, ou plástica, do sistema estrutural inteiro.

Como constatado na presente seção, as recomendações do método do comprimento efetivo são direcionadas, majoritariamente, à etapa da determinação dos esforços resistentes. Ou seja, é nesta etapa em que são previstos grande parte dos efeitos desestabilizantes, tal como os efeitos da plasticidade e imperfeições geométricas iniciais. Todavia, assim como observado já na década de 70 por Yura (1971), a adequada determinação dos coeficientes de flambagem de barras comprimidas permanece sendo uma tarefa desafiadora.

### 3.2.2 Método da análise direta

Uma alternativa ao cômputo dos coeficientes de flambagem é utilizar o comprimento real do elemento estudado, i.e.,  $K$  igual a 1, em conjunto com forças nocionais e reduções das rijezas dos elementos estruturais. Trata-se da abordagem do método da análise direta inserido nas normas de projeto americanas em 2005 (ANSI/AISC 360:2005) e, atualmente, presente nas prescrições brasileiras da ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 14762:2010, e americanas da ANSI/AISC 360:2016 e ANSI/AISI S100:2020.

Maleck e White (2003) indicam que a abordagem do método da análise direta baseia-se em um princípio simples: se os parâmetros que afetam a resistência do membro e do sistema podem ser modelados diretamente, de maneira prática na análise estrutural elástica, a simplicidade e a racionalidade da etapa da determinação dos esforços resistentes podem ser promovidas. No âmbito da análise direta, a etapa da análise estrutural das normas brasileiras e americanas prevê a consideração das imperfeições geométricas iniciais globais, geralmente por forças nocionais, e a consideração dos efeitos da plasticidade por meio da redução das rijezas dos elementos. Desta forma, a etapa da determinação dos esforços resistentes pode ser efetuada considerando o fator  $K$  igual à unidade. Segundo Maleck e White (2003), nesta abordagem, os efeitos desestabilizantes que não são facilmente contemplados na análise estrutural, devem sê-lo na etapa de dimensionamento por meio das equações de resistência dos membros.

No método da análise direta previsto nas normas brasileira e americana, a força nocional em qualquer nível,  $N_i$ , deve ser distribuída por esse nível  $i$  da mesma maneira que o carregamento gravitacional é aplicado (ANSI/AISC 360:2016). Além disso, as forças nocionais devem ser aplicadas na direção que proporcionam o maior efeito desestabilizador. Segundo a ANSI/AISC 360:2016, para a maioria das estruturas, o requisito relativo à direção da força nocional pode ser satisfeito da seguinte maneira: (i) para combinações que não incluem forças laterais, o ideal é

considerá-las em duas direções ortogonais, em seus sentidos positivo e negativo para cada direção; por outro lado, (ii) para combinações que incluem carregamentos laterais, a norma recomenda que todas as forças nocionais sejam aplicadas na direção da resultante de todos os carregamentos laterais da combinação.

Assim como na metodologia do comprimento efetivo de flambagem, as equações de interação M-N devem ser atendidas. À luz das equações M-N, a ANSI/AISC 360:2016 justifica a adoção de coeficientes de flambagem  $K$  diferentes da unidade pelo método do comprimento efetivo como uma possível “compensação matemática” ao método da análise direta. Segundo a ANSI/AISC 360:2016, o uso de um comprimento efetivo da coluna maior do que o comprimento real ( $K > 1$ ) para o cálculo do esforço resistente, em alguns casos, equivalem aos efeitos das forças nocionais e das reduções nas rizezas no método da análise direta. Desta forma, apesar de, em alguns casos, ambos os métodos fazerem uso de forças nocionais (detalhes na seção 4.1.2), por meio desta compensação, os esforços solicitantes e resistentes ( $K > 1$ ) do método do comprimento efetivo seriam ambos menores que os valores de esforços solicitantes e resistentes do método da análise direta, que adota  $K$  igual a 1 para o esforço resistente, e aplica a redução das rizezas axial e de flexão para a determinação dos esforços solicitantes. É importante ressaltar que, a ANSI/AISI S100:2020 ressalta que o uso do método da análise direta garante que apenas os coeficientes de flambagem à flexão sejam tomados igual à unidade. Segundo a norma americana, o coeficiente de flambagem referente à torção,  $K_z$ , pode ser tanto maior quanto menor que 1 a depender das condições de contorno do membro.

Como já comentado na seção 2.3.1, as forças nocionais muitas vezes não são calibradas para considerar somente as imperfeições globais, mas também a plasticidade e até efeitos de segunda ordem. Quanto às recomendações americanas, segundo a ANSI/AISC 360:2016, as imperfeições geométricas consideradas pelas forças nocionais referem-se à falta de prumo da estrutura (imperfeições do sistema). Por outro lado, nas recomendações da ABNT NBR 8800:2008 a calibração das forças nocionais considerou também o efeito da plasticidade, como será melhor discutido a seguir. Apesar destas divergências, tanto na ANSI/AISC 360:2016 quanto na ABNT NBR 8800:2008, a consideração das imperfeições locais geralmente não é requerida na análise estrutural. Em compensação, ela é considerada no dimensionamento à compressão por meio das curvas de resistência à compressão. Apesar disso, a norma americana apresenta uma extensão do método da análise direta que inclui a modelagem explícita das imperfeições dos membros na análise estrutural. Esta extensão é a denominada análise avançada e é descrita na próxima seção (seção 3.2.3).

Como já comentado, outra característica do método da análise direta são as reduções das rizezas. O Capítulo 4 explora, em detalhe, em quais situações cada norma de projeto prevê tais reduções. Apesar das normas brasileira e americana diferirem quanto ao modo de aplicação das reduções, a causa delas existirem é comum. Na norma americana ANSI/AISC 360:2016, a redução nas rizezas é efetuada por meio das Equações (32) e (33).

$$EI^* = 0,8\tau_b EI \quad (32)$$

$$EA^* = 0,8\tau_b EA \quad (33)$$

Nas Equações (32) e (33), as rizezas destacadas com \* tratam-se de valores reduzidos de rigidez. Note que, na norma americana destinada a PFF, ANSI/AISI S100:2020, a redução nas Equações (32) e (33) é dada por  $0,9\tau_b$  ao invés de  $0,8\tau_b$ . Segundo a ANSI/AISI S100:2020, a redução de 10% nas rizezas para estruturas formadas a frio foi apresentada por Sarawit e Peköz (2006b) em seu estudo acerca de estruturas porta-paletes. Segundo Sarawit e Peköz (2006b), uma redução de 10% nas rizezas provoca resultados 10% conservadores e uma redução de 20%, o conservadorismo chega a 20%. Todavia, os autores indicam que a não redução nas rizezas pode levar a resultados contra-segurança. Assim, segundo a ANSI/AISI S100:2020, a redução de 10% para os PFF mostrou-se adequada. Apesar das diferenças, tanto a ANSI/AISI S100:2020 quanto a ANSI/AISC 360:2016 utilizam o fator  $\tau_b$  para efetuar a redução dos valores de rigidez, em que  $\tau_b$  é definido pela Equação (34).

$$\frac{N_{Sd}}{N_y} \leq 0,5 : \tau_b = 1,0 \quad (34)$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_y} > 0,5 : \tau_b = 4 \left( \frac{N_{Sd}}{N_y} \right) \left[ 1 - \left( \frac{N_{Sd}}{N_y} \right) \right]$$

Na equação (34),  $N_{Sd}$  é a força axial de compressão solicitante de cálculo e  $N_y$  a força axial de plastificação. As normas americanas ANSI/AISI S100:2020 e ANSI/AISC 360:2016 permitem a desconsideração do fator  $\tau_b$  na análise estrutural desde que acréscimos de 1/1000 sejam efetuados no valor do parâmetro  $\zeta$  das forças nocionais – que, a princípio são definidas por  $\zeta$  iguais a 1/240 e 1/500, respectivamente<sup>3</sup>. Neste sentido, nas normas brasileiras ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 14762:2010,  $\tau_b$  é assumido igual a 1 e o parâmetro  $\zeta$  das forças nocionais resulta em 0,3%, devido à soma (1/500 + 1/1000).

<sup>3</sup> A ANSI/AISC 360:2016 indica que valores de  $\Delta\theta/L$  diferentes de 1/500 podem ser adotados, permitindo-se também o ajuste proporcional de  $\zeta$ . Assim,  $\zeta$  pode ser definido como apresentado pela Figura 2.10.

Segundo a ANSI/AISC 360:2016, as rizezas reduzidas ( $EI^*$  ou  $EA^*$ ) definidas por  $0,8\tau_b$  são utilizadas no método de análise direta por duas razões. Primeiro, para estruturas com membros esbeltos, onde o estado limite é governado pela estabilidade elástica, o fator de 0,8 na rigidez resulta em uma resistência disponível do sistema igual a 80% do limite de estabilidade elástica. Segundo a ANSI/AISC 360:2016, este valor é aproximadamente equivalente à margem de segurança implícita nas previsões de projeto para colunas delgadas definidas pela curva de resistência à compressão em que  $\phi N_{Rk}$  é igual a 0,90 ( $0,877Ne$ ), i.e.,  $0,79Ne$ , ou, simplificada, 80% da força axial de flambagem elástica.

Em segundo lugar, a ANSI/AISC 360:2016 indica que para estruturas com colunas intermediárias ou curtas, o fator  $0,8\tau_b$  reduz a rigidez para compensar as deformações plásticas verificadas antes que o membro atinja sua força de projeto, i.e., contabiliza os efeitos da plasticidade na etapa da análise estrutural. O fator  $\tau_b$  é similar ao fator de redução de rigidez inelástica implícito na curva de compressão para levar em consideração a perda de rigidez sob altas cargas de compressão ou flexo-compressão da ANSI/AISC 360:2016, apresentado na Equação (27). Além disso, o fator  $\tau_b$  retoma à formulação da SSRC (1976) dada para o coeficiente  $\tau$  apresentado na Equação (28). Desta forma, segundo a norma americana, o fator 0,8 tem relação direta com os modos de falha das colunas, seja por instabilidade, seja por plastificação. A ANSI/AISC 360:2016 indica que é uma coincidência que os coeficientes de redução para colunas esbeltas e não esbeltas sejam próximos o suficiente para que um fator de redução único igual a  $0,8\tau_b$  possa ser aplicado em toda a gama de valores de esbeltez. Nos casos em que a flexibilidade de outros componentes estruturais (ligações, detalhes da base da coluna) é modelada explicitamente na análise, a ANSI/AISC 360:2016 indica que a rigidez desses componentes também deve ser reduzida.

No contexto do método da análise direta, Surovek, White e Leon (2005) discutem a redução apropriada da rigidez na análise de pórticos com ligações semirrígidas não-lineares. Em seu trabalho, os autores consideram a situação em que os carregamentos gravitacionais são aplicados primeiramente e, depois, seguidos pelo carregamento lateral. Segundo Surovek, White e Leon (2005), quando o carregamento lateral é aplicado, acréscimos de momento ocorrem em uma ligação enquanto que outra sofre um descarregamento (de forma análoga ao ensaio do efeito de pórtico apresentado na seção 2.3.1). Neste sentido, a metodologia proposta pelos autores é a substituição do diagrama não-linear real da ligação por um trilinear com 3 valores de rigidez secante ( $K_i$ ,  $K_y$  e  $K_p$ ). Assim, em cada passo de carregamento, os autores indicam a utilização de uma destas rizezas. Por exemplo, para situação de descarregamento em uma das ligações é utilizado um valor de rigidez enquanto que para a outra, onde há evolução do momento, é utilizado outro (ambos ponderados por

0,9). Segundo Surovek, White e Leon (2005), o gráfico trilinear é construído a partir dos valores de momento originais multiplicados por 0,9 a fim de introduzir a redução nas rizejas. Note que, os autores propuseram valores de redução de rigidez dos elementos a 80% enquanto que o da ligação foi ponderada com 0,9. Segundo Surovek, White e Leon (2005), a redução a 90% é suficiente pois o comportamento da ligação contabiliza os efeitos da plasticidade da ligação. Apesar de contabilizar os efeitos não-lineares característicos de uma ligação semirrígida, o método proposto por Surovek, White e Leon (2005) esbarra na limitação da aplicação sequencial do carregamento.

Além do método da análise direta, a ANSI/AISC 360:2016 indica também o método da análise de primeira ordem como alternativa de análise estrutural e dimensionamento. O método da análise de primeira ordem deriva do método da análise direta por meio de manipulações matemáticas adotadas a fim de que as forças e momentos internos de segunda ordem sejam determinados por meio de análises de primeira ordem. Segundo a ANSI/AISC 360:2016, o método de análise de primeira ordem baseia-se em uma razão do deslocamento lateral/altura do andar ( $\Delta/L$ ) máxima e nas seguintes premissas:

- A imperfeição geométrica inicial do sistema é assumida como  $\Delta_0/L$  igual a 1/500, mas a imperfeição geométrica não precisa ser considerada no cálculo do deslocamento  $\Delta$ ;
- A análise de primeira ordem é realizada com a rigidez nominal (não reduzida);
- Os valores de  $u_2/u_1$  ou  $B_2$  são assumidos iguais a 1,5.

A razão  $\Delta/L$  máxima pode ser assumida no início do projeto para determinar a força nocional. Enquanto esta razão não for excedida em qualquer nível de carregamento, o projeto será conservador. Se esta abordagem for empregada, pode-se mostrar que, para  $B_2 \leq 1,5$  e  $\tau_b$  igual a 1,0, a força horizontal equivalente requerida a ser aplicada em uma análise de primeira ordem da estrutura é dada pela Equação (35).

$$N_i = \left( \frac{B_2}{1 - 0,2B_2} \right) \frac{\Delta}{L} Y_i \geq \left( \frac{B_2}{1 - 0,2B_2} \right) 0,002Y_i \quad (35)$$

Assim, adotando  $B_2$  igual a 1,5, tem-se a expressão da força nocional vigente da ANSI/AISC 360:2016 para o método da análise de primeira ordem, como mostra a Equação (36).

$$N_i = 2,1 \left( \frac{\Delta}{L} \right) Y_i \geq 0,0042Y_i \quad (36)$$

Nas Equações (35) e (36),  $Y_i$  é o carregamento gravitacional total aplicado no nível  $i$  a partir da combinação de carregamento LRFD em Newtons (N);  $\Delta$  é o deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de primeira ordem dado em milímetros (mm) – quando  $\Delta$  varia ao

longo da área do plano da estrutura, o valor de  $\Delta$  deve ser tomado como o deslocamento médio ponderado em proporção ao carregamento vertical ou, alternativamente, o deslocamento máximo – ; e, por fim,  $L$  a altura do andar dada em milímetros (mm). Note que, o mínimo valor de  $N_i$  de  $0,0042Y_i$  baseia-se no pressuposto de um mínimo deslocamento devido a quaisquer efeitos de  $\Delta/L$  igual a  $1/500$ . Este é um exemplo de caso em que o valor da força nocional foi calibrado não somente devido à imperfeição global e sim a fim de propiciar análises estruturais apenas de primeira ordem da estrutura.

Os fluxogramas apresentados na seção 4.1.2 mostram a nítida semelhança entre o método da análise de primeira ordem e a filosofia do método da análise direta pois, ambos fazem uso de forças nocionais e efetuam o dimensionamento considerando o coeficiente de flambagem igual à unidade para todos os membros.

### 3.2.3 *Análise avançada*

Atualmente, os formatos de dimensionamento previstos nas normas de projeto americanas são o Método das Tensões Admissíveis (ASD), o Método dos Estados Limites (LRFD) e a Análise Avançada. Segundo Chen e Toma (1994), a denominação “análise avançada” refere-se a qualquer método de análise que represente, suficientemente, o comportamento da estrutura em termos de resistência e estabilidade, sem que sejam necessárias verificações de seus membros isoladamente. Segundo os autores, o conceito de dimensionamento da análise avançada, quando colocado sob o formato do LRFD, pode ser entendido como a mudança na consideração dos efeitos desestabilizantes da parte dos esforços resistentes para a parte dos esforços solicitantes. Desta forma, é possível reduzir o número de equações de estado-limite a serem verificadas (CHEN; TOMA, 1994).

As atuais normas brasileiras, tanto às destinadas aos perfis laminados e soldados quanto as de PFF, não apresentam recomendações de como proceder uma análise avançada. Este não é o caso da norma americana de perfis laminados e soldados, ANSI/AISC 360:2016. A ANSI/AISC 360:2016 apresenta dois tipos de análise avançada: elástica e inelástica. Em ambos os tipos de análise avançada, a ANSI/AISC 360:2016 recomenda a modelagem direta das imperfeições geométricas iniciais globais e locais de forma que o padrão de deslocamentos iniciais deve ser tal que forneça o maior efeito desestabilizador para a combinação de carregamentos em consideração. Desta forma, não é permitido o uso de forças nocionais para representar qualquer tipo de

imperfeição. Além disso, naturalmente, o que diferencia a análise avançada elástica da inelástica é a adoção do tipo de material da análise. Para a elástica, é previsto o material elástico linear com reduções de rijezas a serem aplicadas. Segundo a ANSI/AISC 360:2016, a redução da rigidez ( $0,8t_b$ ) deve ser aplicada a todas as propriedades dos membros, incluindo propriedades de torção ( $GJ$  e  $EC_w$ ).

Visando abordar mais fielmente o comportamento da estrutura, a ANSI/AISC 360:2016 indica que a análise avançada inelástica deve considerar: (a) todas as deformações de componentes e ligações que contribuem para os deslocamentos da estrutura; (b) efeitos de segunda ordem (não são permitidas análises aproximadas provenientes de análises de primeira ordem); (c) imperfeições geométricas iniciais; (d) efeitos da plasticidade, incluindo o plastificação parcial da seção transversal acentuada pela presença de tensões residuais; e (e) as incertezas no sistema oriundas das propriedades física e geométrica dos membros.

Na literatura, as análises avançadas são geralmente efetuadas numericamente por meio do MEF cuja validação é efetuada por etapas, de elementos isolados a pórticos, como retratado por Dória (2007). Apesar da nomenclatura “avançada”, algum nível de simplificação sempre é admitido nas análises. Todavia, apesar de permitir simplificações, nem toda análise numérica pode ser denominada “avançada”. Neste sentido, Alvarenga e Silveira (2006) apresentam alguns requisitos que as análises numéricas devem cumprir para serem consideradas como avançadas:

- i.* Utilização de uma formulação matemática rigorosa baseada em teorias consolidadas da mecânica de sólidos e dos materiais;
- ii.* Os resultados numéricos devem ser confrontados com resultados de ensaios em escala real ou pórticos de calibragem da literatura, como apresentado em Vogel (1985). A capacidade da estrutura, seja de resistência ou de estabilidade, não poderá ser superior em 5% (não conservadora) aos resultados de referência.
- iii.* Os esforços solicitantes nas seções não podem violar a resistência máxima definida pela condição de plasticidade completa da seção.
- iv.* A plasticidade distribuída deve ser avaliada, tanto na deformação axial, como na deformação por flexão, ou combinadas. Além disso, se a seção solicitada está num ponto da superfície de plastificação, acréscimos de axial devem provocar a redução do momento plástico correspondente.

Tais exigências juntamente com as recomendações da ANSI/AISC 360:2016 foram utilizadas como referência, no presente estudo, para a construção dos modelos de análise avançada apresentados no Capítulo 7.

### 3.3 Considerações finais

A falha das colunas é um dos tipos mais importantes de ruína de estruturas porta-paletes devido à impossibilidade de reposição isolada do elemento, da falta de redundância do sistema estrutural, e por provocar, geralmente, a falha global da estrutura. Neste sentido, foram apresentados os métodos atuais de dimensionamento à compressão que afetam diretamente a verificação das expressões de interação M-N para barras sujeitas à flexo-compressão.

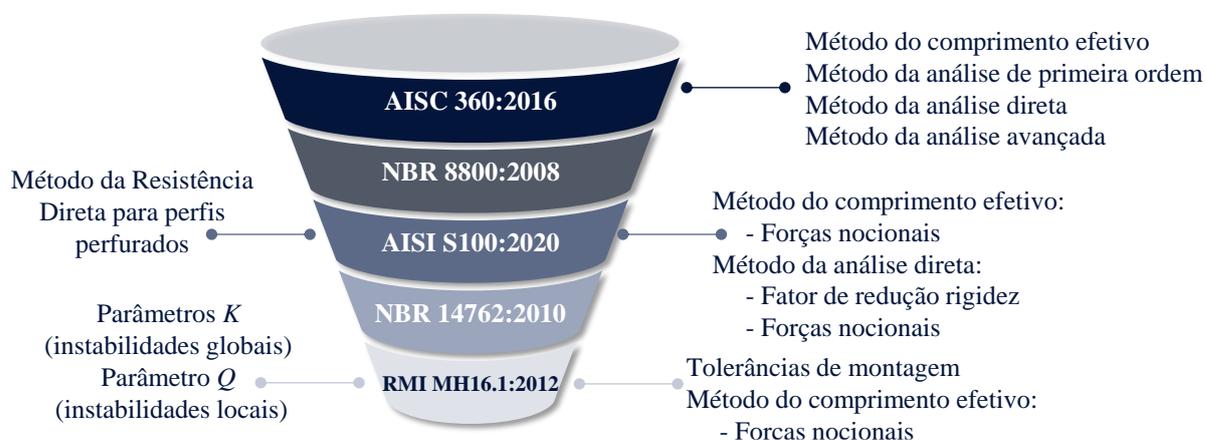
De forma geral, as diferenças entre os métodos do comprimento efetivo e da análise direta recaem em qual etapa e como são considerados os efeitos deletérios da estrutura: na determinação dos esforços solicitantes ou dos esforços resistentes. Além de permitir uma simplicidade maior na determinação dos esforços resistentes, o método da análise direta apresenta, com maior clareza para o projetista, como cada efeito desestabilizante é considerado na análise estrutural. Em contrapartida, o método do comprimento efetivo, vigente nas normas de racks, torna o dimensionamento complexo no sentido que não é trivial a identificação de como cada efeito deletério está sendo considerado na determinação dos esforços resistentes.

Por fim, são apresentadas as principais características de análises estruturais ditas avançadas. Detalhes desta abordagem assim como as recomendações específicas dos métodos da análise direta e do comprimento efetivo são apresentados no Capítulo 4.

## 4 PROCEDIMENTOS NORMATIVOS

O presente capítulo apresenta em detalhe as recomendações normativas vigentes brasileiras e americanas baseadas no método do comprimento efetivo e no método da análise direta. A fim de delinear o atual cenário de recomendações normativas indicadas aos racks, são apresentadas, primeiramente, as normas referentes ao projeto de edifícios em aço ANSI/AISC 360:2016 e ABNT NBR 8800:2008 (perfis soldados e laminados) cujas prescrições são as mais gerais. Posteriormente, são detalhadas as recomendações específicas ao projeto de estruturas constituídas por perfis formados a frio, ANSI/AISI S100:2020 e ABNT NBR 14762:2010, com foco nas diferenças entre elas que as de perfis pesados. Por fim, prescrições complementares presentes nas normas de projeto destinadas a porta-paletes seletivos (ANSI/RMIMH16.1:2012 e ABNT NBR 15524:2007) são indicadas. A Figura 4.1 apresenta as normas discutidas no presente capítulo em que, no topo, configuram as de maior escopo, e as da base tratam-se das mais restritivas, referentes apenas às estruturas porta-paletes.

Figura 4.1 - Evolução das normas de projeto com enfoque nas especificidades de cada uma.



Fonte: próprio autor.

Conforme ilustrado na Figura 4.1, o capítulo se inicia com a apresentação das recomendações de projeto baseadas no método do comprimento efetivo e no método da análise direta, incluindo o método da análise de primeira ordem e o método da análise avançada. Posteriormente, são apresentadas as principais mudanças das normas de perfis pesados para as destinadas aos PFF referentes aos valores das forças nocionais e ao valor das reduções de rigidez aplicadas na etapa da análise estrutural. Ademais, há ainda, no contexto da determinação

dos esforços resistentes, a proposição do Método da Resistência Direta (MRD) e, no caso da ANSI/AISI S100:2020, há a apresentação do MRD destinado, inclusive, aos perfis perfurados.

Com escopo de atuação mais restrito, as normas de racks, representadas na Figura 4.1 pela norma americana ANSI/RMI MH16.1:2012, são prescrições que resgatam as recomendações do método do comprimento efetivo das normas gerais, indicando, porém, particularidades. No caso, as principais especificidades tratam do valor das forças nomenclais utilizadas na análise estrutural e, no contexto dos esforços resistentes, dos valores do coeficiente de flambagem de barras comprimidas  $K$  e a proposição de um parâmetro  $Q$  para contabilizar os efeitos dos modos locais no elemento estrutural.

Neste contexto, as próximas seções destinam-se a esclarecer as recomendações de cada tipo de norma apresentado na Figura 4.1. E, por fim, é apresentado um comparativo entre elas, na seção 4.4. As variáveis dos fluxogramas apresentados no presente capítulo estão devidamente definidas na Lista de Símbolos.

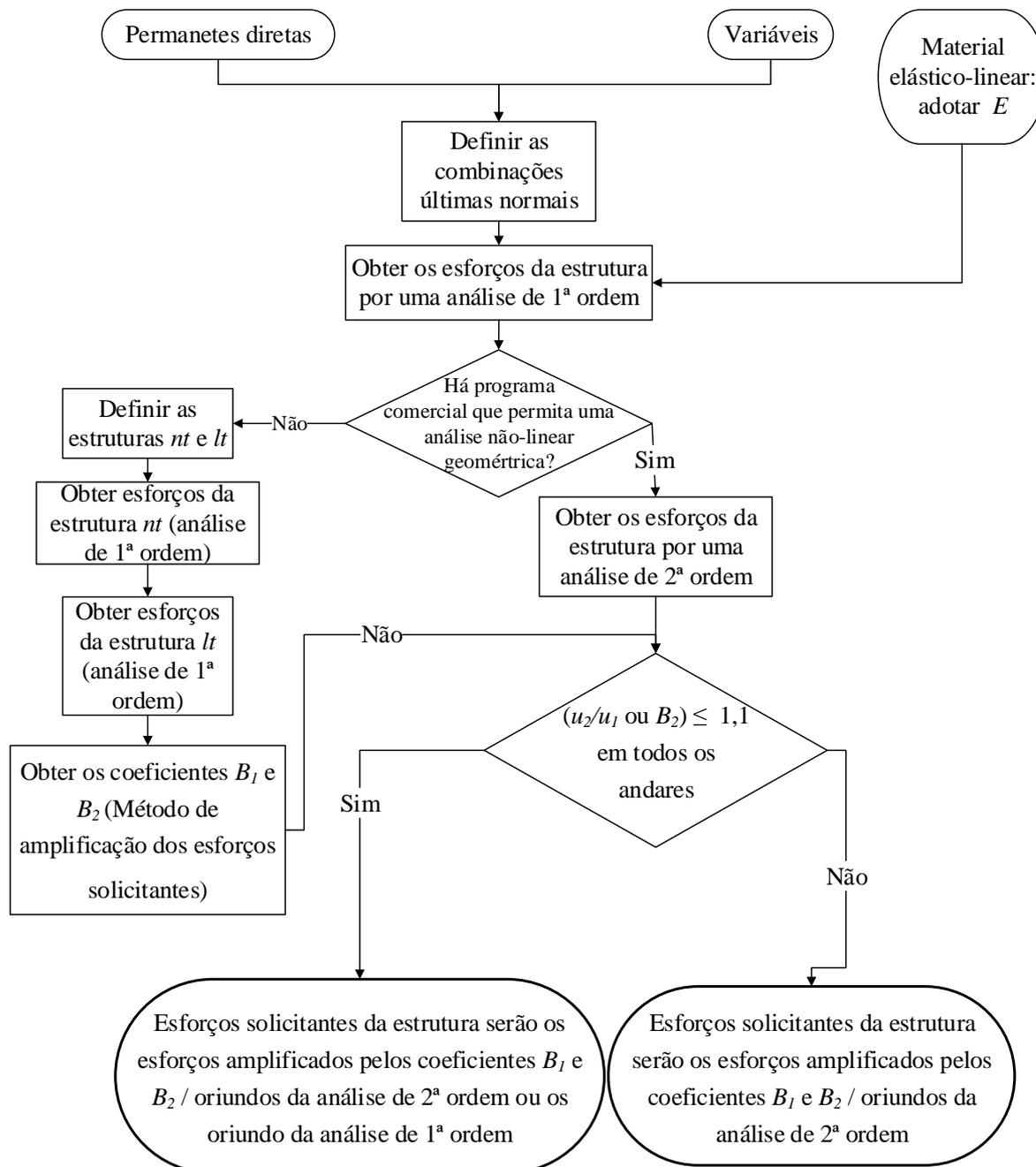
## **4.1 Estruturas de perfis soldados e laminados**

Esta seção apresenta as recomendações para análise estrutural e dimensionamento previstas na norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 e na norma americana ANSI/AISC 360:2016.

### **4.1.1 ABNT NBR 8800:2008**

A norma brasileira de perfis soldados e laminados ABNT NBR 8800:2008 indica o método da análise direta para a análise estrutural e dimensionamento. Todavia, alternativamente, indica o método do comprimento efetivo para o dimensionamento de elementos isolados. A Figura 4.2 apresenta as recomendações para a análise estrutural por meio do método do comprimento efetivo. Em contrapartida, a Figura 4.3 reúne as recomendações vigentes para análise estrutural por meio do método da análise direta. Ambas as análises estruturais tratam-se de análises elásticas de segunda ordem.

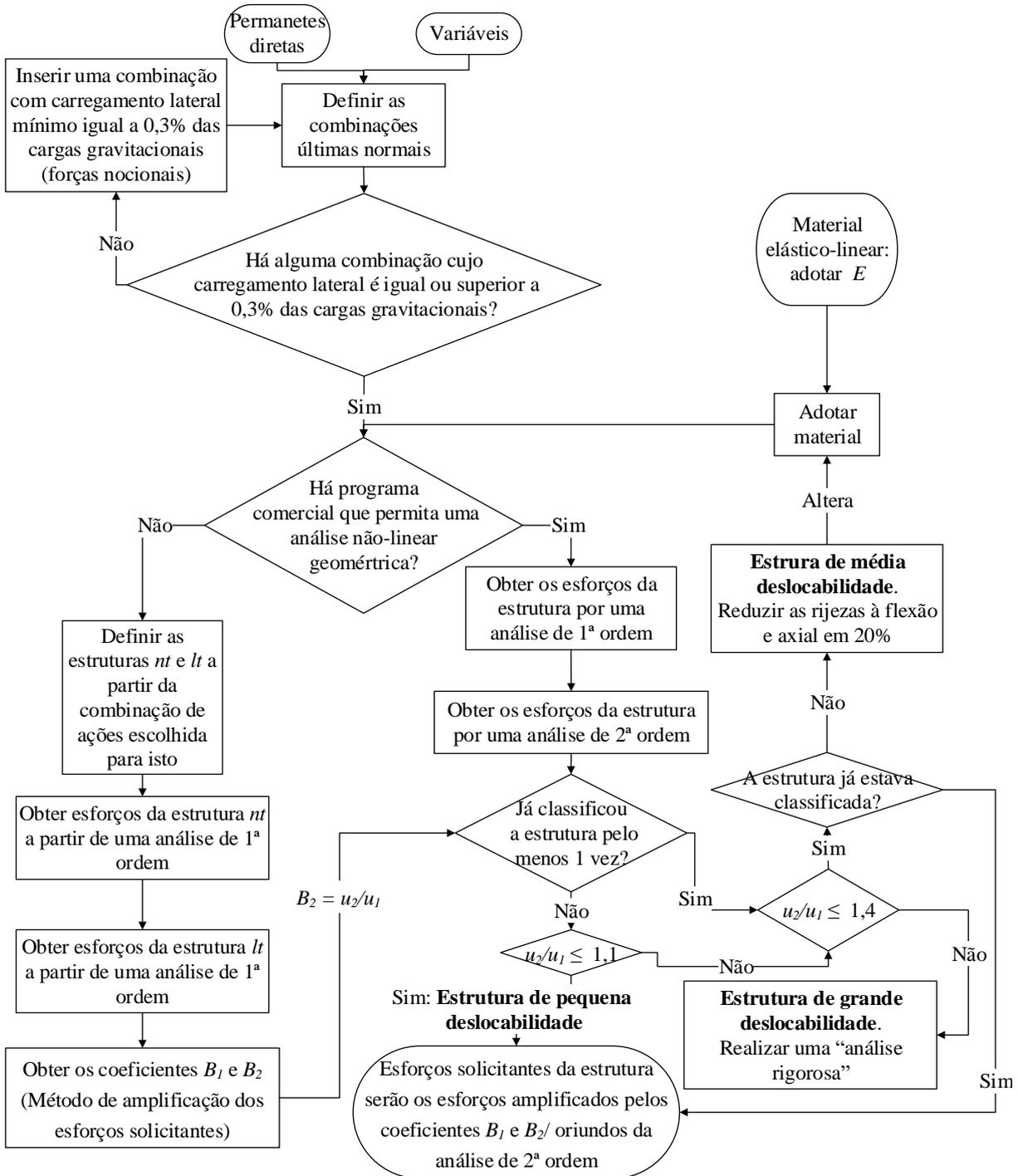
Figura 4.2 - Análise estrutural indicada pela ABNT NBR 8800:2008 para uso do método do comprimento efetivo.



Fonte: próprio autor.

Com base no método do comprimento efetivo, os esforços solicitantes obtidos por meio da análise mostrada na Figura 4.2 são comparados a esforços resistentes calculados com coeficientes de flambagem tabelados (Figura 3.1). Por outro lado, no método da análise direta, os esforços resistentes são obtidos considerando o comprimento real dos elementos, i.e., adotando o coeficiente de flambagem  $K$  igual a 1.

Figura 4.3 - Análise estrutural recomendada pela ABNT NBR 8800:2008 para o método da análise direta.



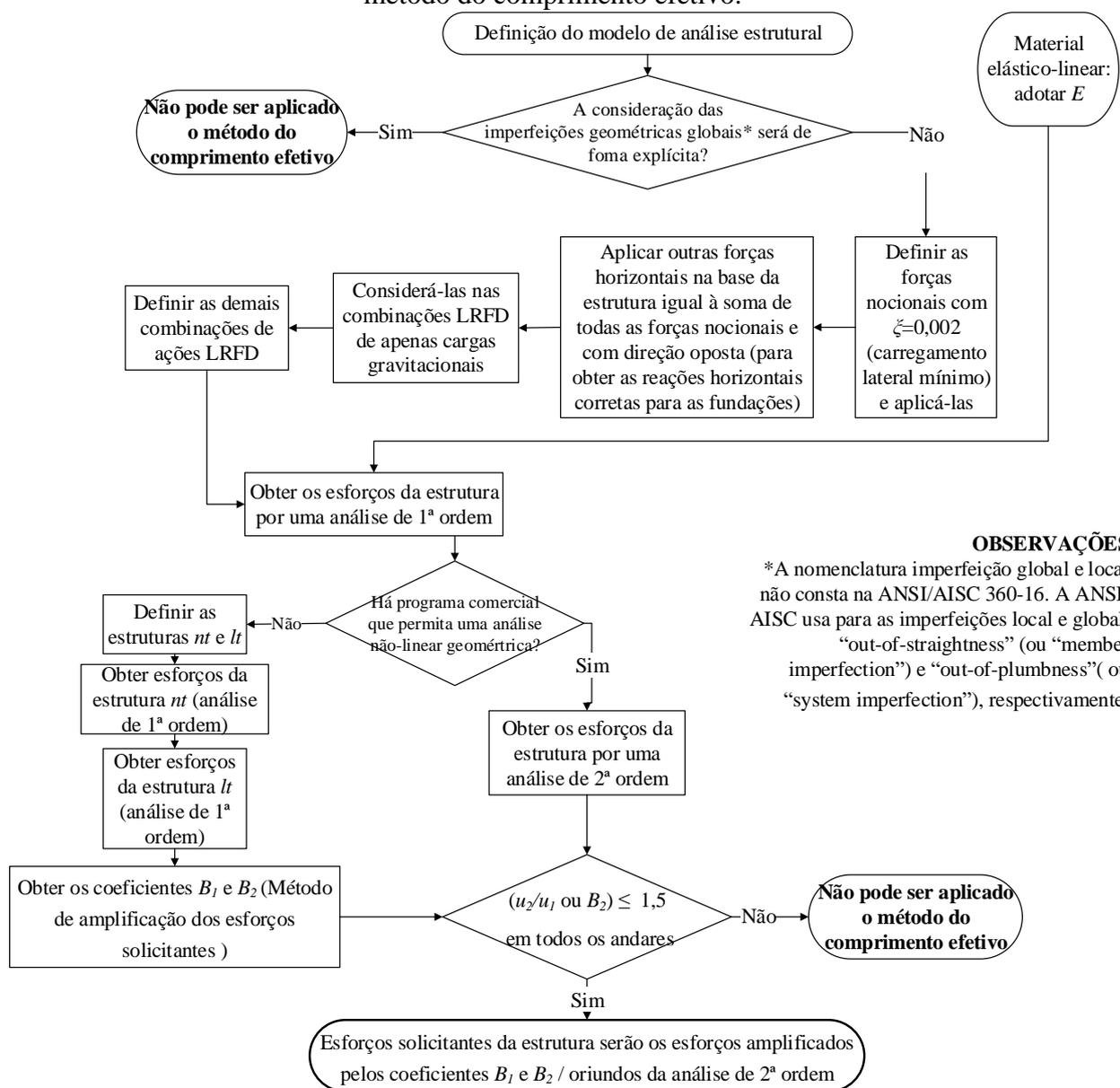
Fonte: próprio autor.

4.1.2 ANSI/AISC 360:2016

A norma americana destinada aos perfis soldados e laminados ANSI/AISC 360:2016 estabelece essencialmente 3 métodos de dimensionamento que são divididos em 2 categorias.

Na ANSI/AISC 360:2016, o método da análise direta configura como recurso principal para a análise estrutural. Na outra categoria configuram 2 métodos alternativos de análise estrutural: o método do comprimento efetivo e o método de análise de primeira ordem. A Figura 4.4 reúne as recomendações da ANSI/AISC 360:2016 para efetuar a análise estrutural pelo método do comprimento efetivo. Quanto à obtenção dos esforços resistentes, estes devem ser calculados com base no coeficiente de flambagem equivalente pelos valores tabelados (os mesmos adotados pela norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 e apresentados na Figura 3.1) ou ainda por meio dos diagramas de alinhamento.

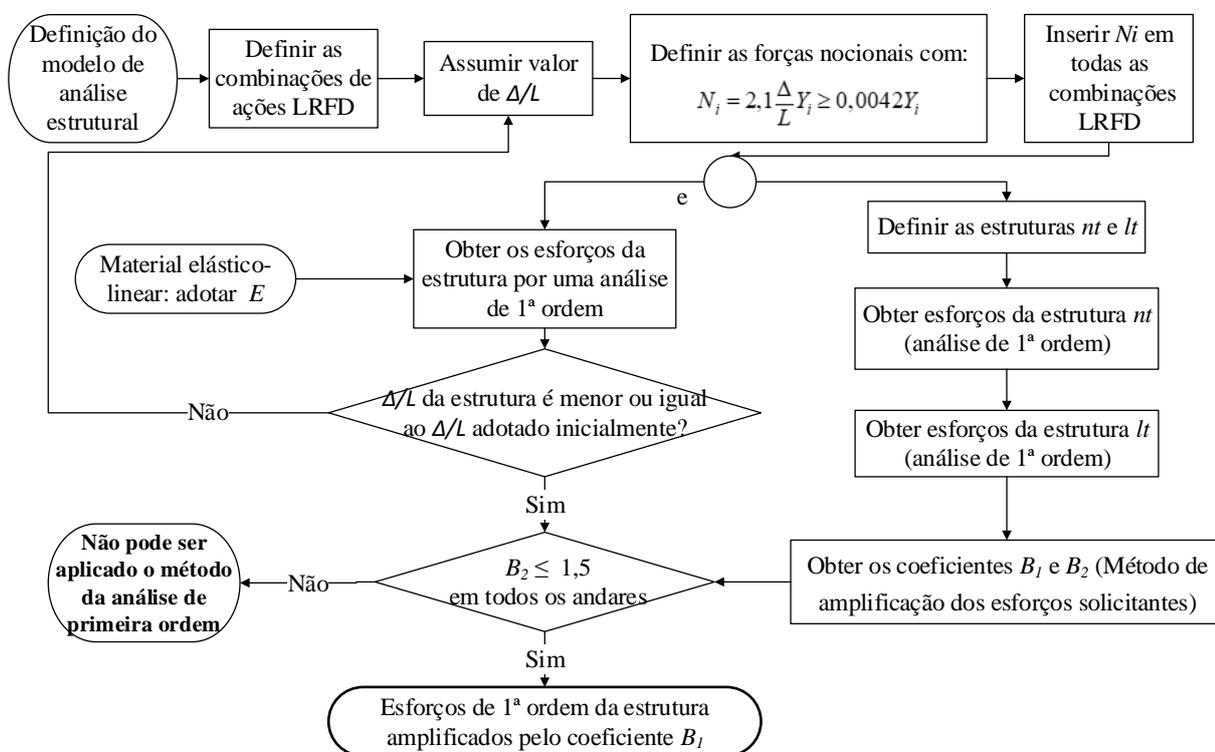
Figura 4.4 - Recomendações da ANSI/AISC 360:2016 quanto à análise estrutural pelo método do comprimento efetivo.



Fonte: próprio autor.

O outro procedimento simplificado apresentado na ANSI/AISC 360:2016 trata-se do método de análise de primeira ordem. A Figura 4.5 mostra os detalhes da análise estrutural que, diferentemente do método do comprimento efetivo, a força nocional aplicada  $N_i$  depende da adoção da imperfeição global  $\Delta$ . Neste método, a força axial de compressão solicitante de cálculo de todos os membros cujas rizejas contribuem para a estabilidade do pórtico devem ser menores ou igual que metade da força axial de plastificação  $N_y$ . Na etapa do dimensionamento, deve ser adotado o coeficiente de flambagem à flexão  $K$  igual à unidade.

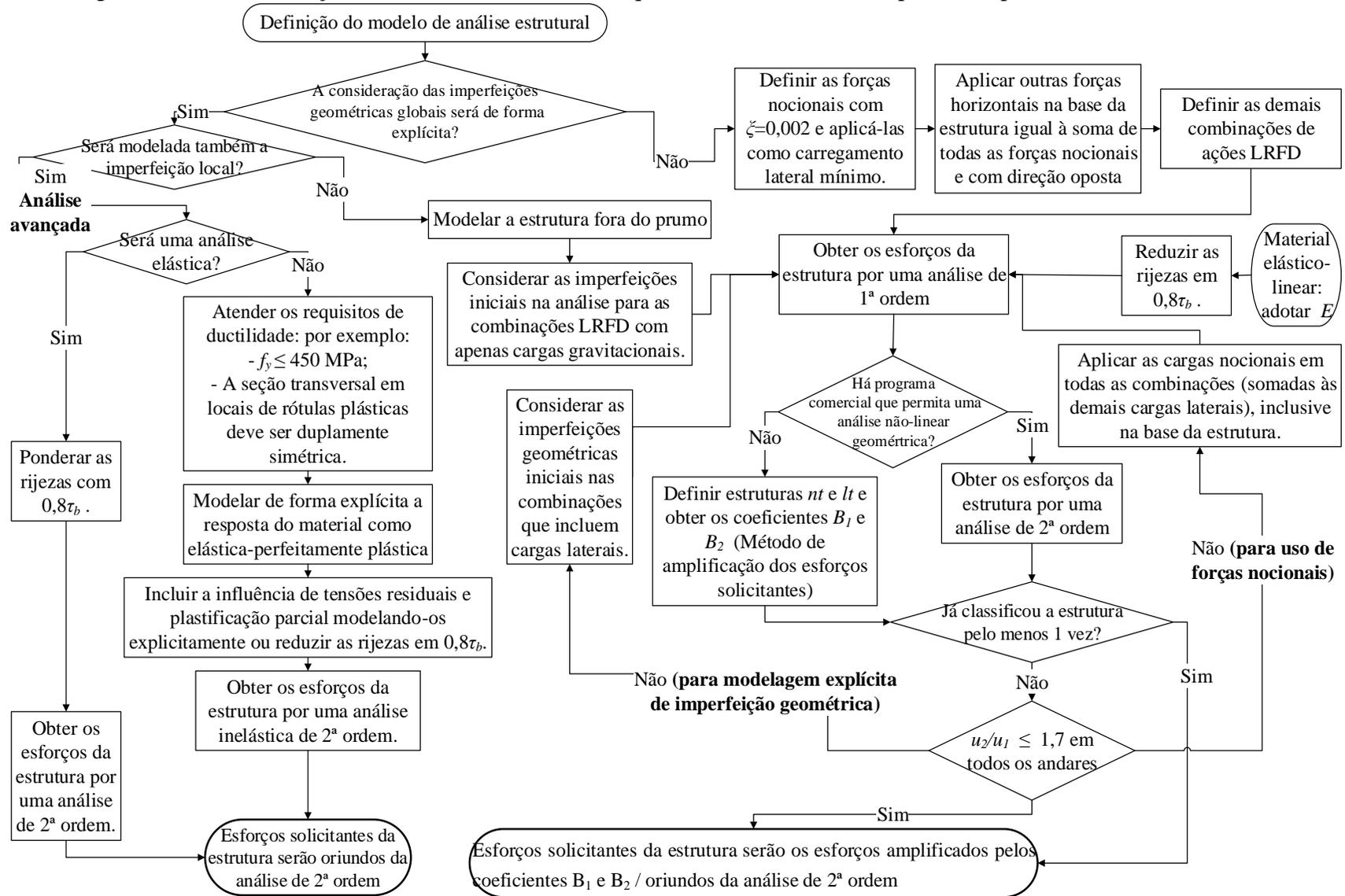
Figura 4.5 - Recomendações da ANSI/AISC 360:2016 para a análise estrutural por meio do método de análise de primeira ordem.



Fonte: próprio autor.

Por fim, a Figura 4.6 mostra as recomendações para a análise estrutural por meio do método da análise direta, incluindo as recomendações para as análises avançadas. No método da análise direta, a magnitude das forças nocionais é igual a  $0,002Y_i$ . O coeficiente  $\zeta$  igual a  $0,002$  corresponde a uma imperfeição geométrica global de  $L/500$  que representa a tolerância máxima de construção permitidas para pilares (ANSI/AISC 360:2016). Em casos em que se justifique o uso de uma imperfeição máxima diferente, a ANSI/AISC 360:2016 permite ajustar proporcionalmente o coeficiente da força nocional.

Figura 4.6 - Recomendações da ANSI/AISC 360:2016 quanto à análise estrutural permitida por meio da análise direta.



Fonte: próprio autor.

A ANSI/AISC 360:2016 indica que para os esforços solicitantes oriundos do método da análise avançada, os esforços resistentes podem ser obtidos desconsiderando a instabilidade global dos elementos. Ou seja, de acordo com a nomenclatura da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008, trata-se de considerar o fator  $\chi$  igual a 1. Enquanto isso, para os esforços solicitantes oriundos do método da análise direta convencional, a recomendação é utilizar o coeficiente de flambagem  $K$  igual a 1 na determinação dos esforços resistentes de cálculo.

A partir das recomendações sumarizadas nas Figuras 4.4 à 4.6, nota-se que ambos os métodos alternativos apresentados (método de comprimento efetivo e da análise de primeira ordem) utilizam em suas recomendações suas rijezas elásticas nominais, i.e.,  $EI$  e  $EA$ . Além disso, observa-se também que os limites da razão  $u_2/u_1$  para a aplicação dos métodos alternativos (1,5) são diferentes dos da análise direta (1,7).

## 4.2 Estruturas de perfis formados a frio

No contexto dos PFF, a presente seção apresenta as recomendações das normas brasileira ABNT NBR 14762:2010 e americana ANSI/AISI S100:2020, enfatizando as diferenças entre elas e às recomendações destinadas aos perfis soldados e laminados.

### 4.2.1 ABNT NBR 14762:2010

Tanto no âmbito da análise estrutural quanto na determinação dos esforços resistentes das estruturas, a normativa vigente de PFF brasileira ABNT NBR 14762:2010 recorre, quase na totalidade, às prescrições ABNT NBR 8800:2008 apresentando apenas algumas ressalvas. Por exemplo, a ABNT NBR 14762:2010 indica que devem ser empregadas as recomendações da ABNT NBR 8800:2008 sobre: (i) a classificação das estruturas quanto à sensibilidade aos deslocamentos laterais e, com isso, os limites permitidos para que seja empregada uma análise linear geométrica; e (ii) a consideração de imperfeições geométricas e de materiais iniciais que permitam o uso de  $K$  igual a 1 no dimensionamento.

Porém, além de conter as recomendações da norma de perfis pesados, a ABNT NBR 14762:2010 estipula algumas recomendações extras, específicas para o caso de PFF, como por

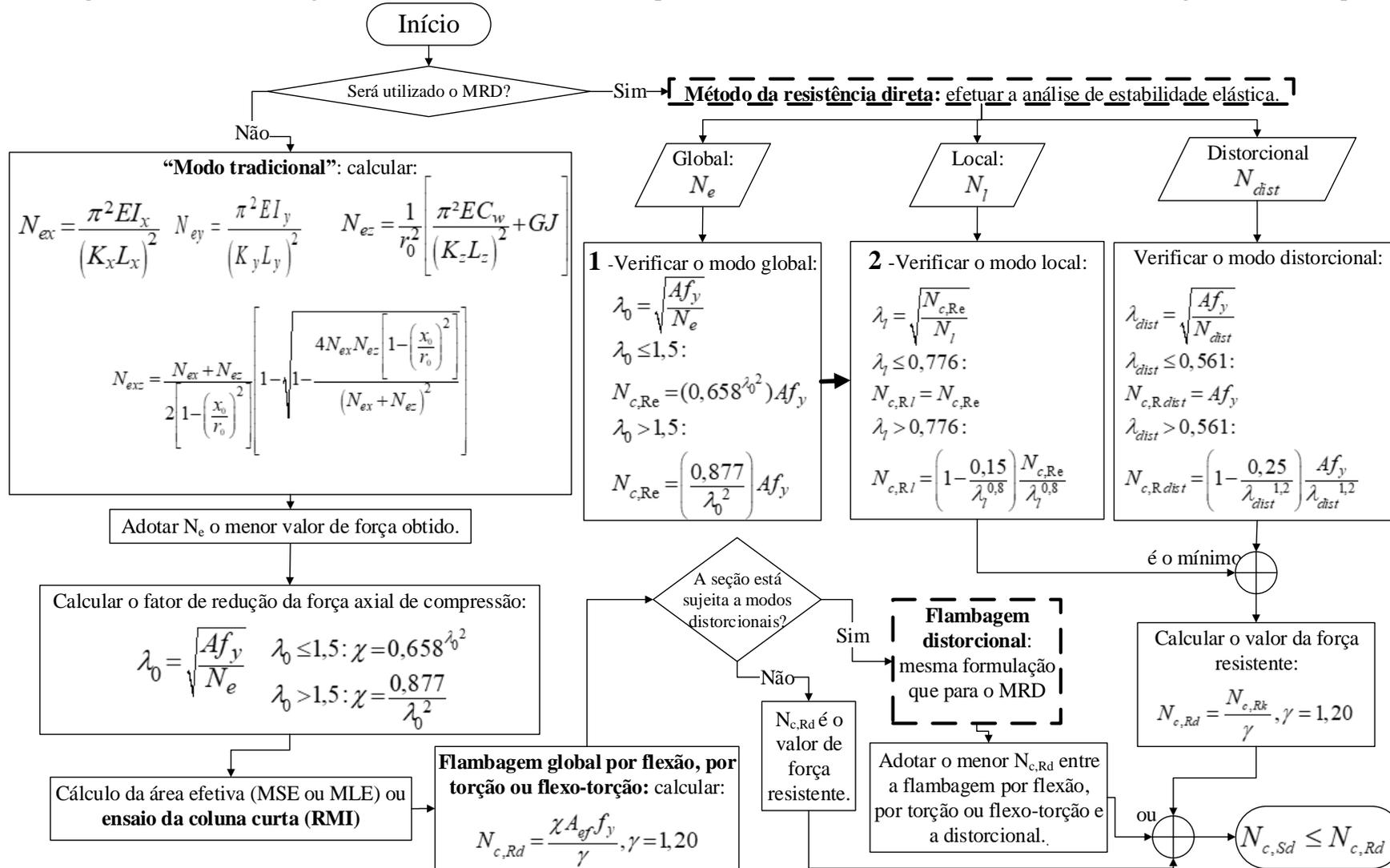
exemplo acerca da resistência ao escoamento do material. A resistência ao escoamento utilizada no projeto, tanto na determinação dos esforços solicitantes como dos esforços resistentes, deve ser adotada como a resistência ao escoamento do aço virgem  $f_y$  ou a resistência ao escoamento do aço modificada  $f_{ya}$  de modo a considerar os efeitos do trabalho a frio conforme as recomendações da ABNT NBR 14762:2010. Além disso, segundo a ABNT NBR 14762:2010, quanto aos procedimentos de cálculo para a determinação dos esforços resistentes, devem ser empregadas um dos métodos mostrados nas Figuras 4.7 e 4.8 para o dimensionamento à compressão e flexão, respectivamente. A Figura 4.7 reúne as recomendações para os casos de barras solicitadas à força axial de compressão, indicando as etapas (processos tracejados) em que o dimensionamento recorre a uma análise de estabilidade elástica. Nos fluxogramas das Figuras 4.7 e 4.8, a formulação apresentada refere-se a perfis monossimétricos cujo eixo de simetria é o eixo  $x$ .

Com base nas recomendações apresentadas pela Figura 4.7, conclui-se que a norma de PFF aborda o modo local de instabilidade por meio do cálculo de uma área efetiva – utilizando o método das larguras efetiva (MLE) ou o método da seção efetiva (MSE) conforme Batista (2010) – ou por meio do Método da Resistência Direta (MRD). Há ainda uma outra maneira de considerar a instabilidade local tanto no dimensionamento à compressão quanto no dimensionamentos à flexão simples. Trata-se do procedimento recomendado pelas normas de estruturas porta-paletes. Devido à extensa variedade de perfis perfurados, as normas ABNT NBR 15524-2:2007 e ANSI/RMI MH16.1:2012 recomendam o dimensionamento por meio dos resultados do ensaio de coluna curta. Esta abordagem é melhor discutida na seção 4.3.2. Quanto ao modo distorcional de instabilidade, a Figura 4.7 esclarece que, mesmo os procedimentos que, a princípio, não são desenvolvidos por meio do MRD, fazem uso de sua formulação para o dimensionamento dos modos distorcionais.

Em termos de dimensionamento, independente de como se efetue o cálculos dos modos locais e distorcionais, a determinação do fator  $\chi$  é necessária para a consideração dos modos globais de instabilidade. De forma similar à ABNT NBR 8800:2008, para o método do comprimento efetivo é necessário definir o parâmetro  $K$  enquanto que no método da análise direta utiliza-se o comprimento real do membro.

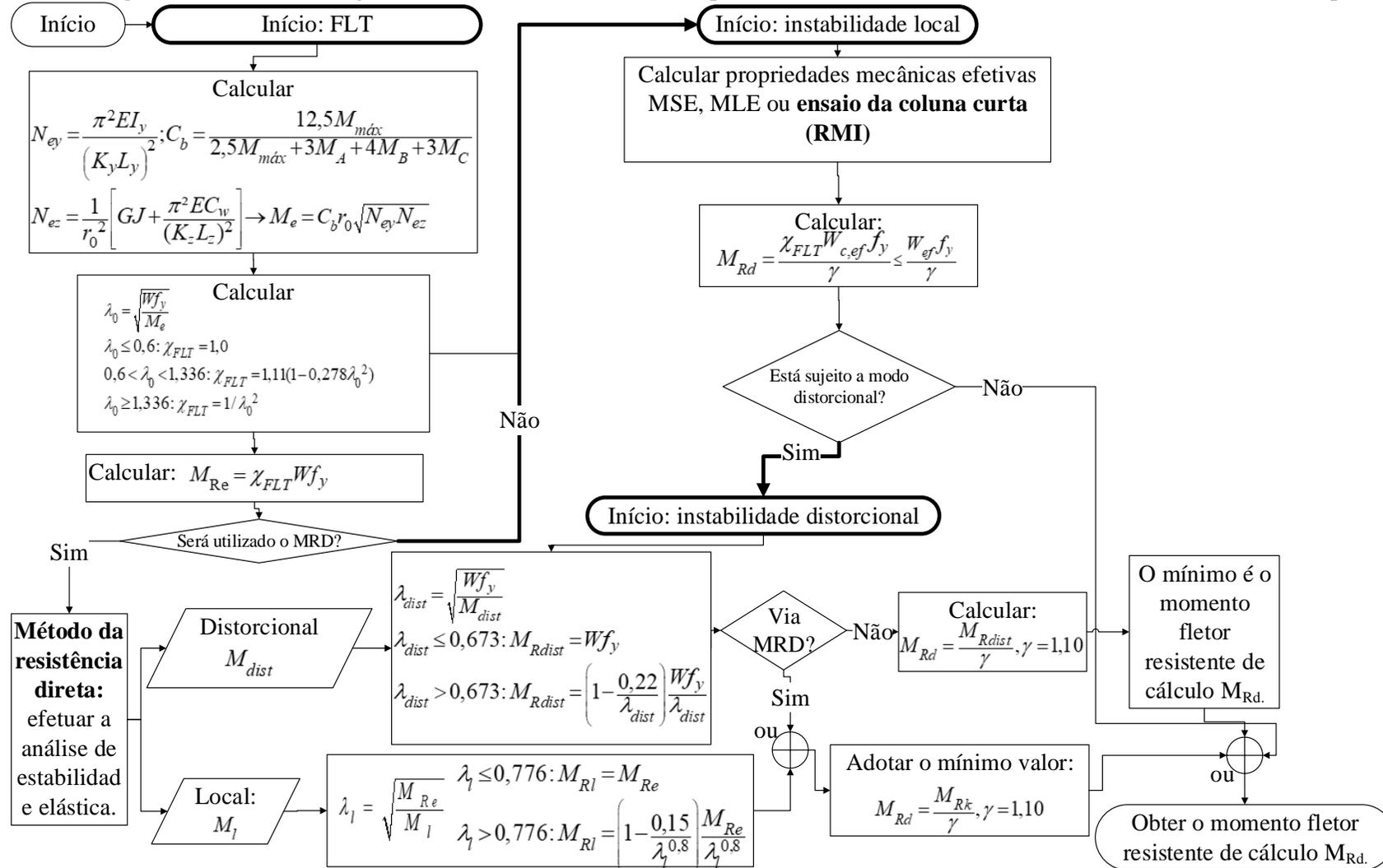
Desta forma, observa-se que embora a ABNT NBR 14762:2010 apresente novas abordagens para a determinação dos esforços resistentes relacionados às instabilidades local e distorcional, em termos de análise estrutural, valem as recomendações da ABNT NBR 8800:2008. Todavia, apesar de avanços na determinação dos esforços resistentes, a ABNT NBR 14762:2010 não apresenta recomendações específicas destinadas aos perfis perfurados.

Figura 4.7 - Recomendações da ABNT NBR 14762:2010 para o dimensionamento de barras submetidas à força axial de compressão.



Nota: \* Hipótese: eixo x principal é o eixo de simetria da seção.

Figura 4.8 - Recomendações da ABNT NBR 14762:2010 para o dimensionamento de barras submetidas à flexão simples.



Nota: \* Hipótese: eixo x principal é o eixo de simetria da seção.

### 4.2.2 ANSI/AISI S100:2020

A ANSI/AISI S100:2020 permite que qualquer método de análise racional que contabilize os efeitos desestabilizantes seja empregado no projeto de estruturas leves. De forma análoga à ANSI/AISC 360:2016, a norma americana indica 3 opções de análise estrutural e respectivo procedimento para obtenção dos esforços resistentes, como mostra a Tabela 4.1.

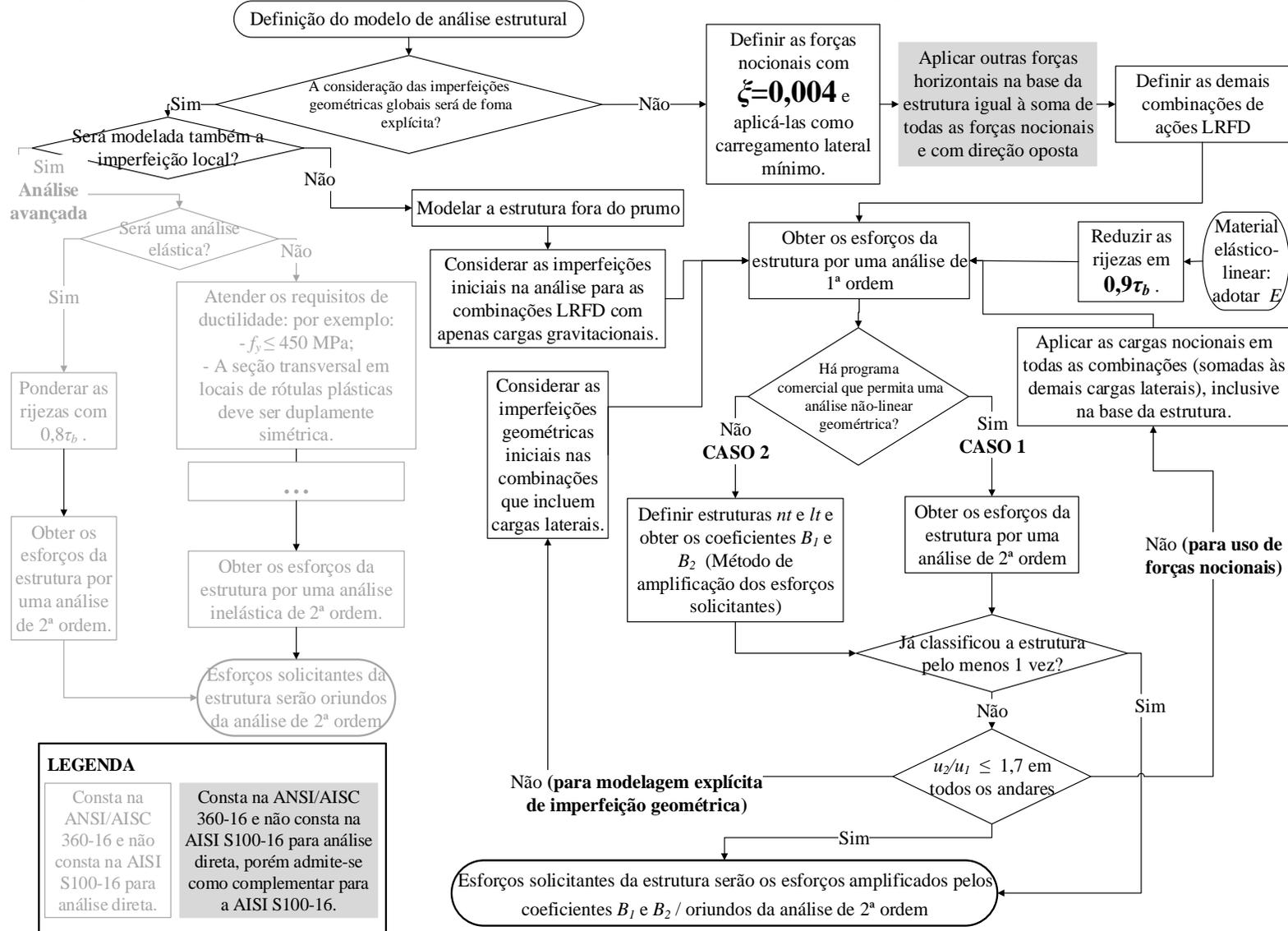
Tabela 4.1 - Recomendações da ANSI/AISI S100:2020.

Caso	Análise estrutural			Esforços resistentes
	Tipo de análise estrutural	Imperfeições geométricas iniciais	Rigidez dos elementos	
Análise direta efetuada por uma 1) de 2ª ordem rigorosa	Qualquer método de análise elástico capaz de considerar os efeitos P- $\Delta$ e P- $\delta$ nas barras.	Consideração direta das imperfeições globais <i>ou</i>	O fator $0,90\tau_b$ deve ser utilizado em todas as rizezas da estrutura.	Os coeficientes de flambagem $K$ são considerados iguais à unidade.
	Análises elásticas de primeira ordem amplificadas pelos coeficientes $B_1$ e $B_2$	Consideração por meio de forças nocionais		
3) Comprimento efetivo	Análises elásticas de primeira ordem amplificadas pelos coeficientes $B_1$ e $B_2$	Consideração por meio de forças nocionais	Não se aplica.	Determinação do valor de $K$ . Se $u_2/u_1 \leq 1,1$ em todos os andares, $K$ pode ser admitido igual a 1.

Fonte: próprio autor.

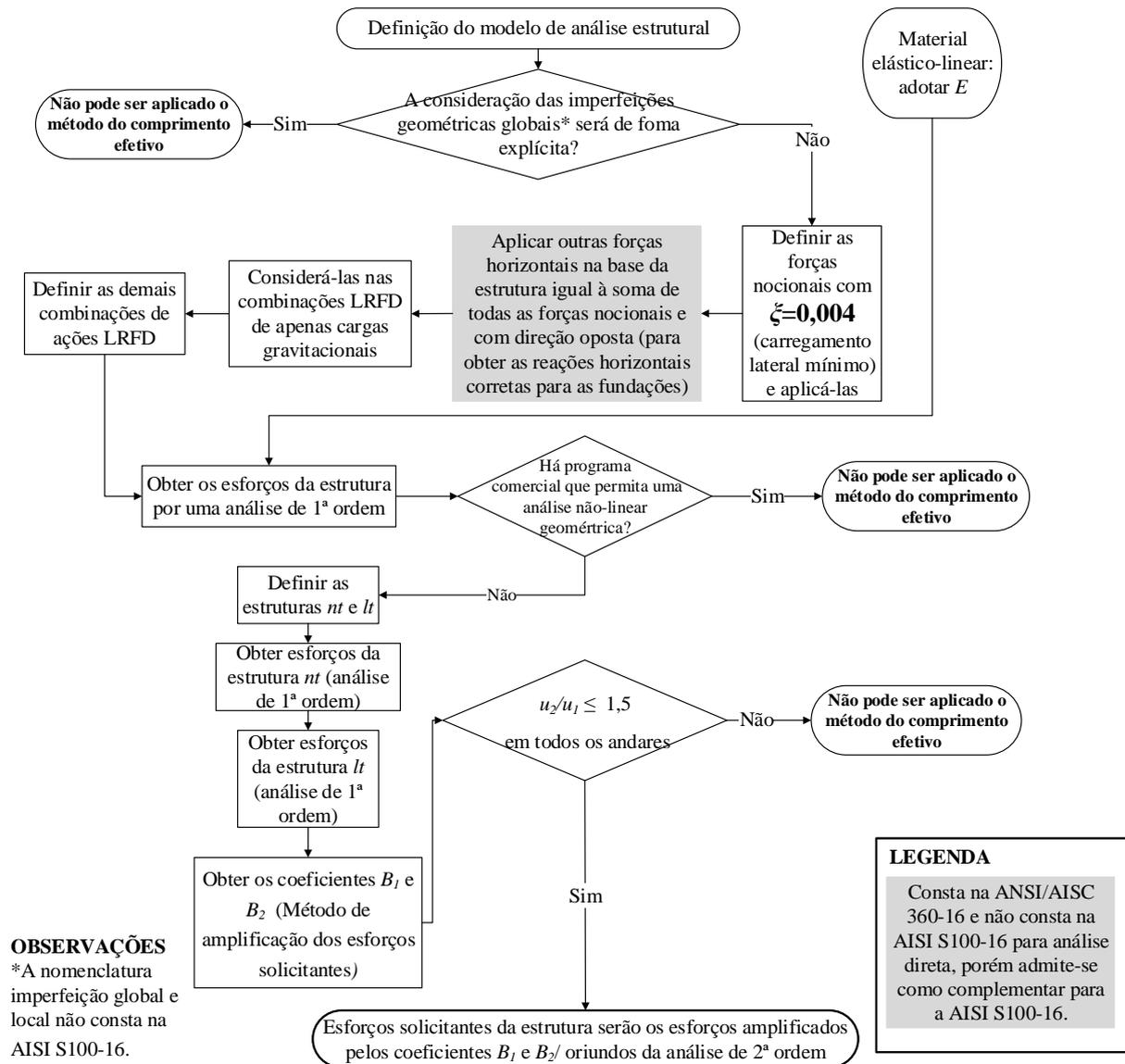
As Figuras 4.9 e 4.10 mostram as recomendações da ANSI/AISI S100:2020 para a análise estrutural efetuada por meio do método da análise direta e do comprimento efetivo, respectivamente. Nas Figuras 4.9 e 4.10 são destacados os procedimentos que constam na ANSI/AISC 360:2016 e não constam na ANSI/AISI S100:2020, mas podem ser assumidos como complementares às recomendações de PFF. Além disso, as Figuras 4.9 e 4.10 mostram que as principais diferenças entre as análises estruturais previstas pela ANSI/AISC 360:2016 e ANSI/AISI S100:2020 são: os valores das forças nocionais, o valor da redução das rizezas e a falta de recomendações na norma de PFF para a análise avançada.

Figura 4.9 - Recomendações da ANSI/AISI S100:2020 para a análise estrutural por meio da análise direta (casos 1 e 2).



Fonte: próprio autor.

Figura 4.10 - Recomendações da ANSI/AISI S100:2020 para a análise estrutural por meio do método do comprimento efetivo (caso 3).



Fonte: próprio autor.

Quanto à determinação dos esforços resistentes, as recomendações previstas nas normas brasileira e americana de PFF são similares e, portanto, valem as recomendações apresentadas na seção 4.2.1. Entretanto, há avanços no contexto do Método da Resistência Direta destinados aos perfis perfurados. A busca por adequações ao MRD para a consideração dos efeitos das perfurações é impulsionada pelas limitações nas recomendações de projeto vigentes nos demais métodos, como no Método da Largura Efetiva (MLE) destinados aos perfis com furos na ANSI/AISC 360:2016. Neste sentido, diversos estudos na literatura propuseram mudanças para uso do MRD em perfis perfurados, como Elias et al. (2018) e Moen e Schafer (2011).

Moen e Schafer (2011) alertam que, atualmente, a ampla gama de formas, tamanhos e espaçamentos de furos na concepção de PFF excede o escopo original das equações propostas pelo AISI no contexto do método das larguras efetivas (MLE), desenvolvidas nas últimas quatro décadas para colunas com furos. Segundo os autores, o MLE considera a influência dos furos nas falhas predominantemente com modos locais de instabilidade para uma faixa estreita de tamanhos, formas e espaçamentos dos furos. Moen e Schafer (2011) indicam que estas limitações refletem a extensão empírica dos testes desenvolvidos para a determinação do método da largura efetiva considerando as perfurações. Fenômeno similar ocorre nos procedimentos normativos referentes ao dimensionamento a flexão com base no MLE, isto é, a existência de limitações quanto ao tipo de seção, formato e/ou espaçamento de furos, dificultam a aplicação do MLE.

A fim de propor adequações ao MRD para a consideração das perfurações, Moen e Schafer (2011) avaliaram uma ampla base de dados composta por 78 ensaios de barras perfuradas de seção transversal C enrijecido e analisaram numericamente 213 PFF com furos por meio do *software* Abaqus. Com as forças críticas de flambagem elástica referentes aos modos global, local e distorcional obtidas incluindo a influência dos furos, os autores avaliaram as expressões de dimensionamento do MRD originais a fim de propor uma metodologia mais adequada para considerar os furos no dimensionamento por meio do MRD.

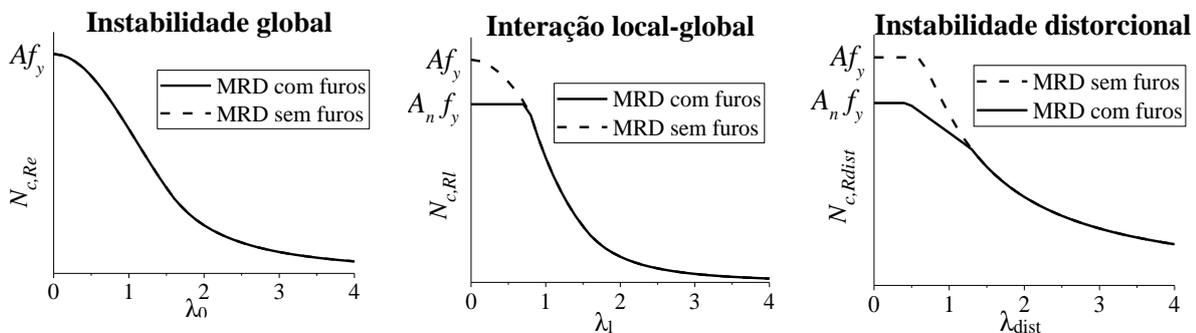
Segundo Moen e Schafer (2011), os estudos de flambagem distorcional e de flambagem global demonstram que, quando a esbeltez da barra é alta, ou seja, quando a flambagem elástica domina a falha da coluna, as forças críticas de flambagem elástica, calculadas incluindo a influência dos furos, podem ser usadas com as expressões de projeto existentes do MRD para prever com precisão a capacidade máxima do membro. Todavia, quando a esbeltez é baixa, a flambagem inelástica e a plasticidade nos furos limitam a capacidade da barra à  $N_{yn}$ , i.e., à força de plastificação considerando a área líquida da seção transversal ( $A_n f_y$ ). Isto é, Moen e Schafer (2011) constataram que as expressões de projeto do MRD existentes são viáveis para colunas de aço formadas a frio com furos quando o modo de falha é controlado por flambagem elástica, mas são necessárias modificações no regime inelástico porque, nestes casos, a seção transversal líquida se torna o ponto fraco e limita a capacidade da coluna. Neste contexto, Moen e Schafer (2011) apresentam alterações nas curvas originais do MRD a fim de melhor representar as barras perfuradas. Tal formulação foi fruto de um estudo de 6 procedimentos e tornou-se a mais adequada na medida em que:

- i. Limita a força crítica elástica de barras curtas, i.e.,  $N_{c,RI}$ , à  $N_{yn}$ ;

- ii. Penaliza  $N_{c,Rdist}$  apenas nas regiões de baixa esbelteza em que as barras são controladas pela flambagem inelástica e a plasticidade da seção líquida. As equações de previsão da resistência à flambagem distorcional propostas pelo novo MRD fornecem uma transição do regime de falha da flambagem elástica para o limite de resistência da seção líquida;
- iii. E, por fim, não penaliza as barras governadas pela interação dos modos local e global. Ou seja, a força referente à interação local-global prevista pelo novo MRD é limitada à capacidade na seção líquida para os casos em que tanto a esbelteza global quanto a local são reduzidas, caso contrário, o procedimento permanece inalterado. É importante ressaltar que as novas formulações não substituem a necessidade de obter as forças críticas elásticas considerando as perfurações.

A diferença entre as formulações do MRD para seção sem e com furos é esclarecida na Figura 4.11 para o dimensionamento à compressão (o caso do dimensionamento à flexão é análogo). A metodologia proposta por Moen e Schafer (2011) e apresentada pela Figura 4.11 é a vigente atualmente na ANSI/AISI S100:2020 como é exposto na Figura 4.12. Similarmente, a Figura 4.13 mostra as recomendações da AISI para a previsão dos esforços resistentes de membros perfurados solicitados à flexão com base no MRD.

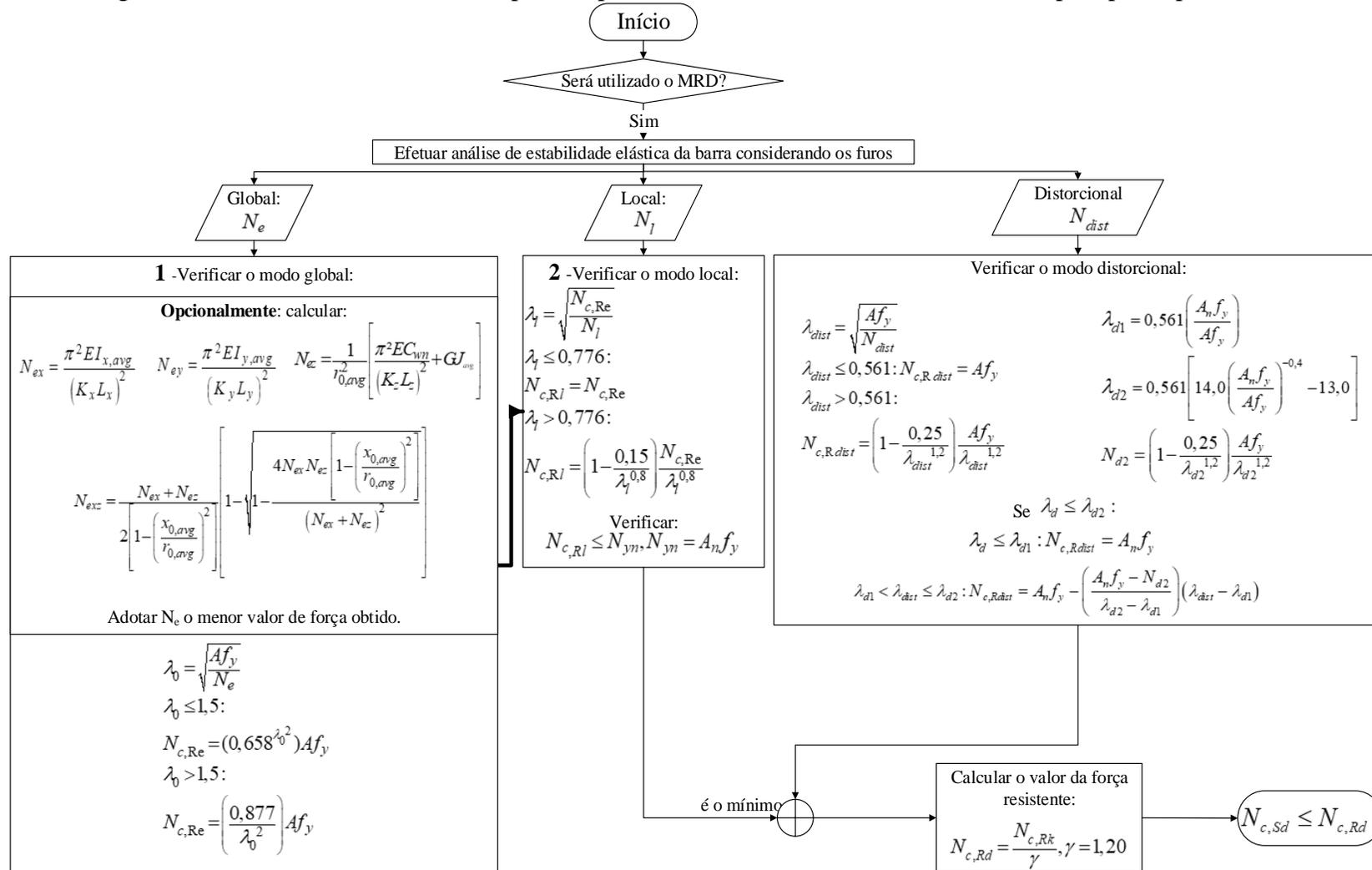
Figura 4.11 - Comparação entre as formulações de MRD para barras sem e com furos.



Fonte: próprio autor.

Segundo Moen (2008) as formulações apresentadas na Figuras 4.12 e 4.13 promovem uma maior acurácia na previsão da influência da seção líquida na plastificação além de aumentar a probabilidade de predizer adequadamente o comportamento de membros perfurados com diferentes geometrias de furos.

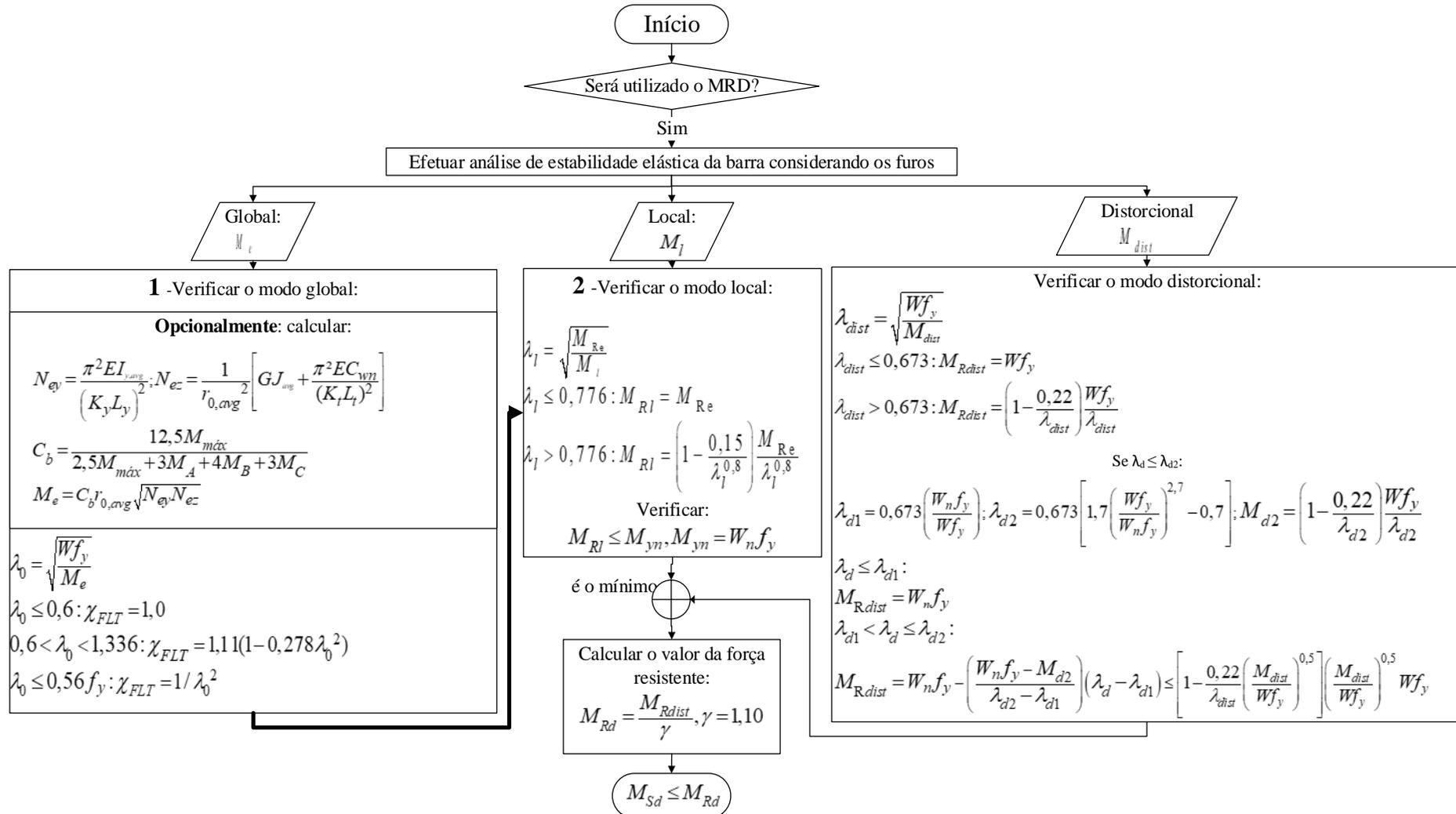
Figura 4.12 – Dimensionamento à compressão por meio do Método da Resistência Direta para perfis perfurados.



Nota: \* Hipótese: eixo x principal é o eixo de simetria da seção.

Fonte: próprio autor.

Figura 4.13 - Dimensionamento à flexão por meio do Método da Resistência Direta para perfis perfurados.



Nota: \* Hipótese: eixo x principal é o eixo de simetria da seção.

Fonte: próprio autor.

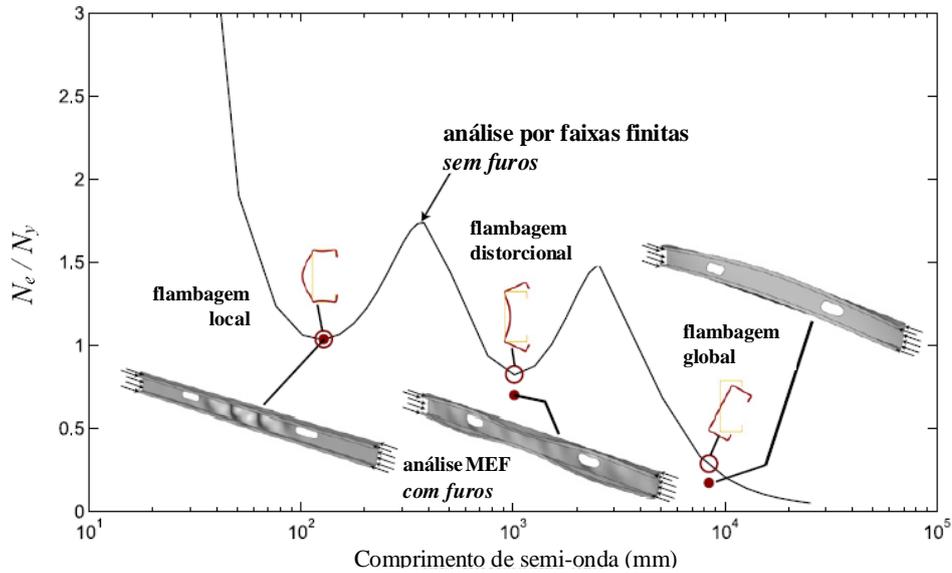
Comparando a nova formulação com a do método das larguras efetivas (MLE) vigente na ANSI/AISI S100:2020, Moen e Schafer (2011) observaram que o MLE prevê resultados conservadores em comparação ao novo MRD para falhas governadas pela interação entre os modos local e global. Além disso, os autores atestam que o MLE foi aplicado em apenas 23 das 59 barras governadas pela interação local-global devido às limitações da geometria dos furos existente na abordagem MLE, enquanto que o MRD proposto não apresenta tal tipo de limitação. Além disso, os autores indicam que o novo MRD é preciso para uma ampla gama de tamanhos e espaçamentos de furos e dimensões da seção transversal.

Definidas as expressões do MRD para perfis perfurados, o problema torna-se, então, a determinação das forças e momentos críticos elásticos para perfis perfurados visto que, ferramentas normalmente utilizadas para PFF tais como o método das faixas finitas (MFF) pelo uso do *software* CUFSM (SCHAFER, 2001), não podem ser aplicados. Segundo a ANSI/AISI S100:2020, a determinação das forças de flambagem elástica ( $N_e$ ,  $N_l$ ,  $N_{dist}$ ) pode ser efetuada essencialmente de duas maneiras.

A primeira, por meio de análises numéricas considerando o perfil perfurado, como mostrado na Figura 4.14 e previsto e nas Figuras 4.12 e 4.13. Neste contexto, modelos em que as barras são discretizadas, geralmente, por elementos de casca ou sólido são responsáveis por efetuar esta tarefa, como mostra a Figura 4.14. Quando os furos estão presentes em uma coluna de aço formada a frio, as forças críticas elásticas de flexão e flexo-torção são menores que a mesma coluna sem furos, o que aumenta sua esbeltez global e diminui a capacidade resistente (MOEN; SCHAFER, 2009b). A flambagem por distorção, que é uma forma de flambagem relacionada a enrijecedores intermediários e/ou de borda comumente observados em seções transversais de colunas, também é afetada pela presença dos furos. Moen e Schafer (2009b) constataram que a presença de furos na alma, por exemplo, diminui a influência estabilizadora da alma na seção transversal, reduzindo a força crítica de flambagem distorcional elástica e aumentando a tendência de flambagem distorcional iniciar em um furo.

Todavia, além de ser um procedimento complexo e de alto custo computacional, Moen e Schafer (2009b) ainda indicam um certo grau de subjetividade na determinação das forças críticas elásticas por meio de modelagens numéricas efetuadas pelo MEF. Segundo os autores, de 100 modos de instabilidade oriundos da análise de estabilidade elástica, somente 3 são os de interesse para caracterizar os modos local, distorcional e global, sendo que tal identificação dos modos é efetuada, normalmente, apenas por meio de uma inspeção visual.

Figura 4.14 - Análise de estabilidade elástica efetuado pelo MFF para as barras sem perfurações e pelo MEF para as barras com furos.



Fonte: Moen e Schafer (2009b).

A segunda opção apresentada pela ANSI/AISI S100:2020, mais simples que a modelagem em MEF, trata-se de determinar as propriedades geométricas da seção com furos por meio de médias ponderadas entre as regiões com e sem furos como apresenta a Equação (37). Desenvolvida por Moen e Schafer (2009b), a abordagem de “média ponderada” denominada pela AISI é apresentada pelas Equações (37) à (42). Trata-se de uma metodologia aproximada capaz de prever a capacidade elástica de membros perfurados submetidos à compressão e à flexão de forma que os efeitos dos furos não sejam superestimados, e que, ainda assim, haja robustez suficiente para que a abordagem seja aplicada como procedimento de projeto. A validação da metodologia da média ponderada foi efetuada por Moen e Schafer (2009b) considerando como referência a análise de estabilidade elástica numericamente efetuada por meio de elementos finitos de casca no *software* Abaqus.

$$A_{avg} = \frac{A_g L_g + A_n L_n}{L}, L_g + L_n = L \quad (37)$$

$$I_{avg} = \frac{I L_g + I_n L_n}{L} \quad (38)$$

$$J_{avg} = \frac{J L_g + J_n L_n}{L} \quad (39)$$

$$x_{0,avg} = \frac{x_0 L_g + x_{0,n} L_n}{L} \quad (40)$$

$$y_{0,avg} = \frac{y_0 L_g + y_{0,n} L_n}{L} \quad (41)$$

$$r_{0,avg} = \sqrt{x_{0,avg}^2 + y_{0,avg}^2 + \frac{I_{x,avg} + I_{y,avg}}{A_{avg}}} \quad (42)$$

Nas Equações (37) a (42), são apresentados os valores médios para: área ( $A_{avg}$ ); momento de inércia ( $I_{avg}$ ); constante de torção da seção ( $J_{avg}$ ); distância do centroide ao centro de torção na direção principal  $x$  ( $x_{0,avg}$ ) e na direção principal  $y$  ( $y_{0,avg}$ ) e o raio de giração polar da seção em relação ao centro de torção ( $r_{0,avg}$ ). As propriedades geométricas médias são obtidas pela ponderação efetuada com base nos comprimentos do perfil das regiões em que não há furos ( $L_g$ ) e das que há furos ( $L_n$ ). Com estas propriedades geométricas, o valor  $N_e$  de uma coluna perfurada monossimétrica sujeita a instabilidades de flexo-torção é obtido pela Equação (43).

$$N_e = \min(N_{e_{x,y}}; N_{e_{xz}}) \quad (43)$$

Na Equação (43),  $N_{e_{x,y}}$  e  $N_{e_{xz}}$  são as formulações clássicas oriundas da análise de estabilidade elástica (como apresentado na Figura 4.7), porém utilizando as propriedades geométricas médias como mostram as Equações (44) e (45):

$$N_{e_{x,y}} = \frac{\pi^2 EI_{x,y,avg}}{(KL_{x,y})^2} \quad (44)$$

$$N_{e_{xz}} = \left( \frac{1}{2\beta} \left[ (\sigma_{ex} + \sigma_{ez}) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_{ez})^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_{ez}} \right] \right) A_g \quad (45)$$

Em que:

$$\beta = 1 - \left( \frac{x_{0,avg}}{r_{0,avg}} \right)^2 \quad (46)$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 EI_{x,avg}}{A_g (K_x L_x)^2} \quad (47)$$

$$\sigma_{ez} = \frac{1}{A_g r_{0,avg}^2} \left[ GJ_{avg} + \frac{\pi^2 EC_{wn}}{(K_z L_z)^2} \right] \quad (48)$$

Na Equação (48),  $C_{wn}$  é a constante de empenamento da seção líquida calculada assumindo que a espessura da seção na região dos furos é nula. As expressões mostradas nas Equações (45), (47) e (48) indicam que o cálculo da tensão crítica elástica ( $\sigma_{ex}$  ou  $\sigma_{ez}$ ) é função da área bruta da seção transversal ( $A_g$ , ou simplesmente  $A$ ). A ANSI/AISI S100:2020 indica que isso ocorre pois, como mostra a Equação (44), a força crítica de flambagem é independente do valor de sua área transversal. Sendo assim, a norma americana indica que a área bruta deve ser considerada para a obtenção das tensões críticas uma vez que a força crítica foi devidamente calculada utilizando as reduções das rizezas  $EI_{x,y,avg}$ ,  $GJ_{avg}$  e  $EC_{w,n}$ . Além disso, a ANSI/AISI S100:2020 permite ainda uma abordagem mais conservadora em que as propriedades médias sejam substituídas por propriedades da seção líquida.

Quanto à flambagem local, a ANSI/AISI S100:2020 indica que  $N_l$  deve ser calculada por meio da tensão convencional de flambagem elástica de um elemento isolado, como mostra a Equação (49).

$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(w/t)^2} \quad (49)$$

Na Equação (49),  $k$  é o coeficiente de flambagem local do elemento e  $w$  a largura plana do elemento analisado. Esta formulação é também inserida nas normas brasileira e americana de PFF no contexto do MLE. A tensão crítica local deve ser calculada para todos os elementos e, para os elementos perfurados, estes devem ser calculados como elementos desconsiderando a rigidez nas regiões dos furos e a tensão crítica deve ser modificada para levar em conta a seção líquida pela razão  $A_n/A_g$ . Um exemplo de cálculo é apresentado nos comentários da ANSI/AISI S100:2020. Todavia, a norma americana alerta que tal abordagem não considera totalmente os efeitos da composição da seção transversal (e.g. efeitos da restrição existente entre elementos, dos enrijecedores ...).

No caso do modo distorcional, as limitações do procedimento da ANSI/AISI S100:2020 são grandes quanto ao tipo de seção transversal em que se é prevista recomendações analíticas para  $N_{dist}$ . O procedimento é direcionado a qualquer seção aberta de mesas enrijecidas de dimensões iguais e que tenha furos somente na alma. Esta limitação já inviabiliza a aplicação do procedimento de cálculo para a grande maioria de seção de colunas do mercado, incluindo a utilizada no presente estudo que apresenta padrões de perfuração além da alma – detalhes na seção 6.1. Sendo assim, diferentemente de  $N_e$  que pode ser obtido analiticamente para uma coluna perfurada, a obtenção de  $N_l$  e  $N_{dist}$  para colunas perfuradas fica condicionada essencialmente a uma análise de estabilidade elástica que considere as perfurações – análise esta que normalmente não é uma tarefa trivial.

Quanto ao dimensionamento à flexão, novamente as normas brasileira e americana de PFF são as similares e valem as recomendações apresentadas na seção 4.2.1. Porém, neste caso a norma americana também fornece: recomendações específicas para os perfis perfurados que levam em conta propriedades geométricas médias para  $M_e$ , como mostrado na Equação (50); orientações semelhantes à  $N_l$  para  $M_l$ ; e limitações quanto à seção transversal para  $M_{dist}$  que inclui a presença de furos somente nas almas dos perfis. Desta forma, conclui-se que a determinação analítica das forças axiais de flambagem elástica e dos momentos de flambagem elástica referentes aos modos locais e distorcionais não podem ser efetuadas no presente estudo. Desta forma, para os modos locais e distorcionais resta apenas a opção relativa às análises numéricas.

$$M_e = C_b r_{0,avg} \sqrt{N_{ey} N_{ez}} \quad (50)$$

Na Equação (50),  $C_b$  é o fator de modificação para momento fletor não-uniforme, que, segundo a ABNT NBR 14762:2010, pode ser tomado igual a 1 ou calculado segundo a expressão apresentada na Figura 4.13. Novamente, a Equação (50) mostra que a influência dos furos nos modos de instabilidade são capturados apenas pelas rizezas  $EI_{x,y,avg}$ ,  $GJ_{avg}$  e  $EC_{w,n}$  e pelo raio de giração polar  $r_{0,avg}$ . Isto é, a determinação de  $M_e$  mostra-se independente do módulo elástico da seção  $W$ , de forma a tensão crítica por flexão pode ser obtida por  $M_e/W$ .

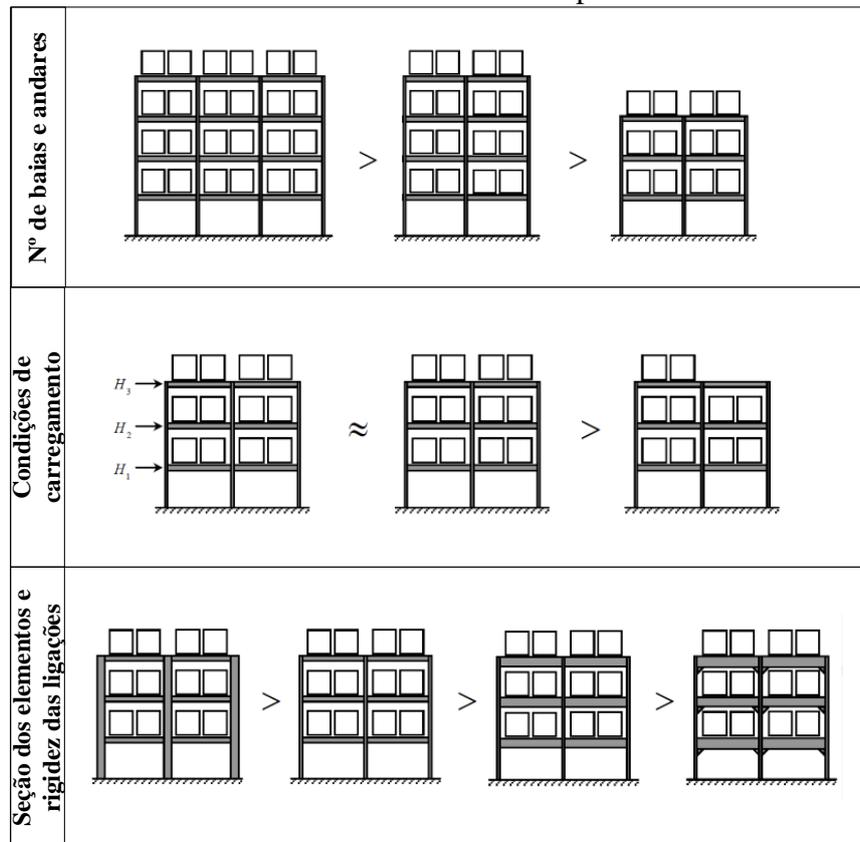
Desta forma, nota-se pelas Figuras 4.12 e 4.13 que o efeito dos furos é abordado no MRD principalmente na determinação dos esforços críticos elásticos ( $N_e$ ,  $N_l$ ,  $N_{dist}$ ,  $M_e$ ,  $M_l$ ,  $M_{dist}$ ); pelos limitantes  $N_{yn}$  e  $M_{yn}$  aplicados na rotina da instabilidade local; e, por fim, nas alterações nos procedimentos do MRD para os modos distorcionais. Com exceção destes tópicos, o procedimento MRD permanece baseado nas propriedades brutas da seção transversal, em especial, na área  $A$  e no módulo elástico  $W$ .

### 4.3 Estruturas de armazenagem

As prescrições normativas destinadas a estruturas porta-paletes apresentadas no presente estudo são referentes às normas brasileira ABNT NBR 15524-2:2007 e a americana ANSI/RMI MH16.1:2012. Embora ambas sejam baseadas no método do comprimento efetivo como método de análise estrutural e dimensionamento, a ANSI/RMI MH16.1:2012 não impede o uso de outros métodos devidamente fundamentados.

Apesar do método do comprimento efetivo ser a recomendação principal das normas de projeto, a determinação do comprimento de flambagem equivalente ( $K_x L_x$ ) das colunas de estruturas porta-paletes seletivos nem sempre trata-se de uma tarefa trivial. Segundo Sarawit e Peköz (2006a), vários parâmetros característicos de uma estrutura porta-paleta influenciam nos valores de  $K_x$ , em que  $K_x$  trata-se do coeficiente de flambagem em torno do plano do montante. A Figura 4.15 ilustra 3 parâmetros identificados por Sarawit e Peköz (2006a): (i) o número de baias (ou módulos) e andares, (ii) as condições de carregamento e, por fim, (iii) a rigidez relativa entre os elementos estruturais longarina e coluna e as ligações semirrígidas BCC.

Figura 4.15 - Parâmetros que influenciam no valor do coeficiente de flambagem  $K_x$  no dimensionamento das colunas à compressão.



Fonte: Sarawit e Peköz (2006a).

Dada uma estrutura porta-paleta totalmente carregada, Sarawit e Peköz (2006a) indicam que um número maior de baias tende a aumentar os valores de  $K_x$  visto que o quinhão de carregamento destinado a cada coluna diminui. Segundo os autores, um rack de três baias tem maior probabilidade de ter todas as baias totalmente carregadas do que racks com mais baias (SARAWIT; PEKÖZ, 2006a). Quanto ao número de pisos, Sarawit e Peköz (2006a) indicam que, à medida que o número de pisos totalmente carregados aumenta, o valor de  $K_x$  também aumenta. Segundo os autores, isso ocorre pois a diferença nos esforços entre as colunas do nível mais baixo e do segundo nível diminui à medida que o número de pisos aumenta. Por fim, a terceira categoria de parâmetros que influenciam no valor de  $K_x$  são as rizezas dos elementos (colunas e longarinas) e ligações semirrígidas. Segundo Sarawit e Peköz (2006a), à medida que a seção da coluna aumenta, também aumenta o valor de  $K_x$ . Por outro lado, à medida que a seção da longarina e a rigidez da ligação aumentam, o valor de  $K_x$  diminui, devido à restrição adicional oriunda da rigidez da longarina e da ligação.

Neste contexto se inserem as normas de projeto destinadas a estrutura porta-paletes. As seções 4.3.1 e 4.3.2 descrevem as recomendações das normas brasileira ABNT NBR 15524-2:2007 e americana ANSI/RMI MH16.1:2012, respectivamente.

#### **4.3.1 ABNT NBR 15524-2:2007**

As recomendações brasileiras destinadas a porta-paletes seletivos estão atualmente reunidas na ABNT NBR 15524:2007 que contém 2 partes. Enquanto a primeira parte reúne a terminologia específica de racks (ABNT NBR 15524-1:2007), a segunda contém as diretrizes para o uso deste tipo de estrutura (ABNT NBR 15524-2:2007).

Tanto a análise estrutural quanto o dimensionamento previstos pela ABNT NBR 15524-2:2007 remetem às especificações de estruturas metálicas dispostas nas normas de perfis formados a frio ABNT NBR 14762:2001 e de perfis pesados ABNT NBR 8800:1986. Desta forma, quanto ao dimensionamento dos membros comprimidos, a ABNT NBR 15524-2:2007 apresenta recomendações com base na determinação de um coeficiente  $\chi$  semelhante à formulação da atual ABNT NBR 8800:2008. Porém, sendo baseada na versão antiga da norma brasileira (ABNT NBR 8800:1986), são previstas 3 curvas de resistência que dependem do tipo de seção utilizada e do plano de flambagem analisado.

Além de remeter às recomendações da ABNT NBR 8800:1986 e da ABNT NBR 14762:2001, a ABNT NBR 15524-2:2007 apresenta recomendações específicas destinadas aos porta paletes, como a determinação de valores para o coeficiente  $K$ . A norma brasileira de racks recomenda, por exemplo, para o trecho de coluna ao nível do solo, coeficientes de flambagem que variam de 1,25 a 2, a depender do número de chumbadores que compõe o sistema de fixação ao solo. Além disso, dentre os ensaios padronizados, há a recomendação do ensaio intitulado ensaio de coluna curta necessário para a determinação da área efetiva da seção transversal a partir do parâmetro  $Q$ . A determinação de  $Q$  é apresentada na seção 4.3.2.

Apesar de vigente, a ABNT NBR 15524-2:2007 mostra-se defasada das atuais normas de perfis metálicos ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 14762:2010. Para o dimensionamento à compressão, trata-se de dois pontos de falta de conformidade. A ABNT NBR 15524-2:2007 não avançou no sentido de utilizar apenas uma curva de resistência a compressão  $\chi$ , como também não sinaliza a opção de um dimensionamento por meio do método

da análise direta. Desta forma, devido a desatualização da atual norma brasileira de racks ABNT NBR 15524-2:2007, é notável que importantes avanços são necessários na norma brasileira destinada a estruturas porta-paletes, corroborando, novamente, a aplicação do presente estudo.

#### **4.3.2 ANSI/RMI MH16.1:2012**

De forma similar à norma brasileira ABNT NBR 15524-2:2007, a norma americana de racks ANSI/RMI MH16.1:2012 indica que tanto a análise estrutural quanto a determinação dos esforços resistentes dos elementos estruturais dos racks devem ser efetuados de acordo com os métodos convencionais de projeto estrutural especificados na ANSI/AISI S100:2007 para PFF e na ANSI/AISC 360:2010 para elementos soldados e laminados, respeitando as recomendações particulares vigentes na ANSI/RMI MH16.1:2012.

No contexto da análise estrutural, valem as prescrições da ANSI/AISI S100:2007 e da ANSI/AISC 360:2010 para o método do comprimento efetivo. Neste sentido, para a análise estrutural, são válidas as recomendações apresentadas na Figura 4.10 com apenas uma alteração: segundo a ANSI/RMI MH16.1:2012, o parâmetro  $\zeta$  assume valor igual a 1,5%, ao invés de 1/240.

Em termos das recomendações destinadas ao cálculo dos esforços resistentes, a ANSI/RMI MH16.1:2012 traz recomendações específicas destinadas: a elementos de PFF sujeitos à flexão simples e à compressão simples; à adoção dos coeficientes de flambagem  $K$ ; como também, à consideração dos efeitos das perfurações, em especial na instabilidade local das colunas. Sobre este último, a ANSI/RMI MH16.1:2012 propõe a adoção de propriedades efetivas que contemplem os efeitos dos modos locais de instabilidade juntamente com o efeito das perfurações e do trabalho a frio na conformação da seção. Trata-se de parâmetros calculados em função de propriedades líquidas da seção e a partir do fator  $Q$  determinado pelo ensaio de coluna curta e apresentado pela Equação (51). O ensaio de coluna curta, também previsto pela ABNT NBR 15524-2:2007, trata-se de um ensaio de coluna à compressão centrada de comprimento suficientemente curto para que não sejam observados modos distorcionais de instabilidade (mais detalhes acerca do ensaio de coluna curta são apresentados na seção 6.2.1). A partir do ensaio de coluna curta e da determinação de  $Q$ , a ANSI/RMI MH16.1:2012 define a área efetiva da seção, como mostra a Equação (52), utilizada no dimensionamento de barras à compressão, como mostrado na Figura 4.7.

$$Q = \frac{N_{coluna-curta}}{f_y A_n} \quad (51)$$

$$A_{ef} = \left[ 1 - (1 - Q) \left( \frac{\chi f_y}{f_y} \right)^Q \right] A_n \quad (52)$$

Na Equação (51),  $N_{coluna-curta}$  é o valor da força última de ruptura observada na amostra do ensaio de coluna curta e  $A_n$  é a mínima área líquida da seção transversal. Além disso, a Equação (52) mostra que a área efetiva é dependente do nível de tensão calculada para o modo de instabilidade global ( $\chi f_y$ ).

Para membros formados a frio sujeitos a flexão simples, a ANSI/RMI MH16.1:2012 retoma o procedimento exposto na ANSI/AISI S100:2001, porém estabelece 2 propriedades mecânicas efetivas. A primeira trata-se do módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra extrema submetida à tensão  $f_y$ ,  $W_{ef}$ . O segundo parâmetro é o módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra extrema submetida à tensão de compressão ( $W_{c,ef}$ ) calculada considerando a flambagem lateral com torção, i.e.,  $\chi_{FLT} f_y$ . A nomenclatura destes parâmetros é apresentada, no presente estudo, seguindo a convenção das normas brasileiras. As Equações (53) e (54) mostram os parâmetros definidos pela ANSI/RMI MH16.1:2012 para o dimensionamento à flexão.

$$W_{ef} = W_n \left( 0,5 + \frac{Q}{2} \right) \quad (53)$$

$$W_{c,ef} = W_{c,n} \left[ 1 - \frac{(1-Q)}{2} \left( \frac{\chi_{FLT} f_y}{f_y} \right)^Q \right] \quad (54)$$

Para o modo distorcional, por sua vez, a ANSI/RMI MH16.1:2012 não apresenta recomendações de como considerá-lo no dimensionamento. Limita-se a indicar que devem ser verificados os efeitos dos modos distorcionais por testes ou análises racionais. Uma alternativa é o MRD já previsto na ANSI/AISI S100:2007 (semelhante às recomendações da ANSI/AISI S100:2020 expostas no item 4.2.2).

Desta forma, tendo em vista que os procedimentos de cálculo para a obtenção dos esforços resistentes previstos no RMI remetem às prescrições da ANSI/AISI S100:2007, a Figura 4.7 (compressão) e a Figura 4.8 (flexão) relatadas na seção 4.2.1, além de representarem os procedimentos da ABNT NBR 14762:2010, representam também as prescrições do RMI na medida em que os

modos locais são contemplados pela determinação da área efetiva (Equação (52)) e do módulo de resistência elástico da seção efetiva (Equações (53) e (54)).

Neste contexto, diferentemente do apresentado pela ANSI/AISI S100:2010, na seção 4.2.2, em que os efeitos das perfurações são contemplados pelas propriedades geométricas médias para a determinação das forças críticas elásticas dos modos globais e nas formulações do MRD especificadas para perfis perfurados, no RMI tais efeitos são considerados apenas pelo parâmetro  $Q$ . O parâmetro  $Q$  nos procedimentos do RMI não afeta as forças críticas elásticas na Figura 4.7 (compressão) e na Figura 4.8 (flexão), sendo elas função apenas de propriedades brutas da seção transversal. No caso, os valores  $A_{ef}$ ,  $W_{ef}$  e  $W_{c,ef}$ , que consideram os efeitos das perfurações, do trabalho a frio e dos modos de instabilidade local, são considerados somente no cálculo de  $N_{c,Rd}$  e  $M_{Rd}$ , sendo  $\chi A_{eff}f_y$  e  $\chi_{FLT} W_{c,eff}f_y$ , respectivamente.

Quanto aos coeficientes  $K$ , a ANSI/RMI MH16.1:2012 indica que os porta-paletes com conexões semirrígidas possuem valores de  $K_x$  muito maiores que 1,0 e podem até exceder 2,0. Neste sentido, a ANSI/RMI MH16.1:2012 permite o uso de  $K_x$  igual a 1,7 como valor padrão. Porém, a determinação dos coeficientes de flambagem ainda pode ser efetuada por meio de diagramas de alinhamento. Mais detalhes podem ser obtidos nos comentários da ANSI/RMI MH16.1:2012. Em contrapartida, na direção do corredor o comportamento do sistema é menos complexo e a ANSI/RMI MH16.1:2012 indica que valores de  $K_y$  igual à unidade são adequados. Por fim, a norma americana de racks indica que o fator de comprimento efetivo  $K_z$  referente ao modo de instabilidade de torção é adotado como 0,8, desde que os detalhes da ligação entre as colunas e os travamentos restrinjam a torção da coluna nas ligações. Se os detalhes da ligação não impedirem a torção, a ANSI/RMI MH16.1:2012 alerta que  $K_z$  pode ser maior e deve ser determinado por análise ou teste racional. De acordo com Sarawit e Peköz (2006a), o uso de  $K_z$  igual a 0,8 é adequado devido à restrição à torção existente na base da coluna. Tal restrição é composta tanto pelos chumbadores quanto pelo atrito da sapata com o piso de concreto.

#### 4.4 Análise dos procedimentos normativos

O presente capítulo retomou as principais vertentes de dimensionamento vigentes nas recomendações normativas destinadas a estruturas metálicas ditas “gerais” e, com base nelas, apontou as peculiaridades presentes nas normas brasileira e americana destinadas ao projeto de

racks. Neste sentido, a presente seção apresenta uma comparação entre os procedimentos de análise estrutural e de dimensionamento apresentados.

A Tabela 4.2 expõe as características do processo de análise estrutural das normas discutidas e a Tabela 4.3 expõe as características da etapa de determinação dos esforços resistentes. O objetivo destas comparações é indicar como cada efeito desestabilizante é considerado nas etapas de determinação dos esforços solicitantes e resistentes. Por fim, a Tabela 4.4 indica as diferenças de cada norma sobre a classificação das estruturas quanto à sensibilidade aos deslocamentos laterais. Uma das principais diferenças entre as normas americana e brasileira é o número de métodos apresentados para o projeto das estruturas metálicas. As normas brasileiras apresentam, no máximo, os métodos do comprimento efetivo e da análise direta. Em contrapartida, além destes métodos, a ANSI/AISC 360:2016 indica ainda o método da análise de primeira ordem e o da análise avançada, como desdobramento do método da análise direta.

Quanto ao método do comprimento efetivo, a principal semelhança observada entre as prescrições da ABNT NBR 8800:2008, ABNT NBR 14762:2010, ANSI/AISC 360:2016, ANSI/AISI S100:2020 e ANSI/RMI MH16.1:2012 é que, em todas as recomendações, não há a consideração dos efeitos da plasticidade dos elementos na etapa de análise estrutural. Isto é, as análises estruturais são efetuadas considerando material elástico-linear sem reduções nas rijezas de seus elementos. Todavia, algumas diferenças podem ser listadas entre as prescrições brasileira e americana quanto a análise estrutural:

- A ABNT NBR 8800:2008 permite uma análise de primeira ordem para  $u_2/u_1$  ou  $B_2 \leq 1,1$ . Em contrapartida, a americana não permite esta simplificação em nenhum caso;
- A ABNT NBR 8800:2008 atesta o uso do método para qualquer valor de razão  $u_2/u_1$  (ou  $B_2$ ) enquanto a ANSI/AISC 360:2016 e a ANSI/AISI S100:2020 apenas permitem o uso do método para a faixa de  $u_2/u_1$  ou  $B_2 \leq 1,5$ .
- As normas americanas, incluindo a de porta-paletes, indicam o uso de forças nocionais no método do comprimento efetivo. Em contrapartida, a ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 14762:2010 não indicam o uso de forças nocionais no método do comprimento efetivo.

Quanto ao método da análise direta, as principais semelhanças observadas entre as prescrições da ABNT NBR 8800:2008, ABNT NBR 14762:2010, ANSI/AISC 360:2016 e ANSI/AISI S100:2020 é que, em todos os casos, são indicados o uso de forças nocionais para a representação das imperfeições geométricas iniciais e a redução das rijezas para contabilizar

os efeitos da plasticidade na análise global do pórtico. Além disso, todas recorrem a uma classificação das estruturas quanto à sensibilidade aos deslocamentos laterais para basear suas recomendações. Porém, no contexto da análise direta, algumas diferenças podem ser listadas entre as recomendações apresentadas:

- A ABNT NBR 8800:2008 permite uma análise de primeira ordem para  $u_2/u_1$  ou  $B_2 \leq 1,1$ . Em contrapartida, a americana não permite esta simplificação em nenhum caso;
- A brasileira indica que a redução nas rizezas deve ser efetuada a partir do valor de 1,1 para a razão  $u_2/u_1$  enquanto que a americana o faz para qualquer valor de  $u_2/u_1$ ;
- Para  $u_2/u_1 \leq 1,4$ , a ABNT NBR 8800:2008 indica que as forças nocionais trabalham como carregamento lateral mínimo. Já a americana considera que isto é válido até o valor de  $u_2/u_1 \leq 1,7$ .
- A classificação utilizada nas normas americanas define limites da razão  $u_2/u_1$  são diferentes para o método do comprimento efetivo e método da análise direta. Segundo a ANSI/AISC 360:2016, para o método de análise direta, o limite de 1,7 baseia-se no uso de rigidez reduzida para  $EI$  e  $EA$ , enquanto que para os métodos alternativos, o limite equivalente de 1,5 é baseado no uso de rigidez não reduzida. A norma americana, em sua versão anterior, a ANSI/AISC 360:2005, previa que o valor de  $B_2$  não devia ultrapassar 2,5 para análises estruturais que considerassem a redução de rigidez na análise. Segundo a ANSI/AISC 360:2005, para  $B_2 > 2,5$ , pequenas mudanças nos carregamentos gravitacionais resultam em mudanças relativamente grandes nos deslocamentos laterais e esforços internos de segunda ordem. Segundo o ICC<sup>4</sup> (2003 apud ANSI/AISC 360:2005), este é o motivo pelo qual muitos códigos de projeto proibirem valores de  $B_2$  maiores que 1,5 a 1,6 em procedimento calculados sem uso de rigidez reduzida. Este é o caso da ABNT NBR 8800:2008 e para os métodos alternativos da ANSI/AISC 360:2016.
- As normas brasileiras indicam os mesmos fatores de redução de rigidez e mesmos valores de força nocional tanto para os perfis soldados e laminados quanto para os PFF, diferentemente das normas americanas, como observa-se na Tabela 4.2.

---

<sup>4</sup> ICC (2003), International Building Code, International Code Council, Falls Church, VA.

Tabela 4.2 - Comparação entre as recomendações normativas expostas quanto à análise estrutural.

Método	Norma	Efeitos de segunda ordem		Imperfeição geométrica inicial		Efeitos inelásticos	
		Efeito P- $\Delta$	Efeito P- $\delta$	Global	Local	Tensões residuais	Plastificação parcial da seção
Comprimento efetivo	ABNT NBR 8800:2008	Coeficiente $B_2^*$	Coeficiente $B_1^*$	-	-	-	-
	ABNT NBR 14762:2010	Coeficiente $B_2^*$	Coeficiente $B_1^*$	-	-	-	-
	ANSI/AISC 360:2016	Coeficiente $B_2^*$	Coeficiente $B_1^*$	Forças nocionais com $\zeta=0,002$ somente como carregamento mínimo.	-	-	-
	ANSI/AISI S100:2020	Coeficiente $B_2^*$	Coeficiente $B_1^*$	Forças nocionais com $\zeta=0,004$ somente como carregamento mínimo.	-	-	-
	ANSI/RMI MH16.1:2012	Coeficiente $B_2^*$	Coeficiente $B_1^*$	Forças nocionais com $\zeta=1,5\%$	-	-	-
Análise de primeira ordem	ANSI/AISC 360:2016	-	Coeficiente $B_1$	Forças nocionais com $\xi = 2,1 \frac{\Delta}{L_i} \geq 0,0042$	-	-	-
Análise direta	ABNT NBR 8800:2008	Coeficiente $B_2^*$	Coeficiente $B_1^*$	Forças nocionais com $\zeta=0,003$	-	Redução das rizezas a 0,8 e por meia da força nocional.	
	ABNT NBR 14762:2010	Coeficiente $B_2^*$	Coeficiente $B_1^*$	Forças nocionais com $\zeta=0,003$	-	Redução das rizezas a 0,8	
	ANSI/AISC 360:2016	Análise direta	Coeficiente $B_2^*$	Coeficiente $B_1^*$	De forma explícita Forças nocionais com $\zeta=0,002$	-	Redução das rizezas a $0,8\tau_b$
		Análise avançada	Análise não-linear geométrica	Análise não-linear geométrica	De forma explícita ( $L/500$ )	De forma explícita ( $L/1000$ )	Redução das rizezas a $0,8\tau_b$ Modelar de forma explícita a resposta do material incluindo as tensões residuais (ou reduzir as rizezas $0,8\tau_b$ )
	ANSI/AISI S100:2020	Coeficiente $B_2^*$	Coeficiente $B_1^*$	De forma explícita Forças nocionais com $\zeta=0,004$	-	Redução das rizezas a $0,9\tau_b$	

**OBSERVAÇÃO:** \*Os procedimentos acima listados permitem o uso do método de amplificação dos esforços por meio dos coeficientes  $B_1$  e  $B_2$  mas permitem também proceder como uma análise não-linear geométrica para a obtenção direta dos esforços de segunda ordem, caso haja um programa comercial disponível que permita esta análise não-linear.

Fonte: próprio autor.

Tabela 4.3 - Comparação entre as recomendações das normas expostas quanto ao dimensionamento.

Método	Norma	Efeitos de segunda ordem		Imperfeição geométrica inicial		Efeitos inelásticos	
		Efeito P- $\Delta$	Efeito P- $\delta$	Global (sistema)	Local (da barra)	Tensões residuais	Plastificação parcial da seção
Comprimento efetivo	ABNT NBR 8800:2008	-	-	-	Curva de resistência à compressão $\chi$	Coeficiente de flambagem $K^*$ Curva de resistência à compressão $\chi$	
	ABNT NBR 14762:2010	-	-	-	Curva de resistência à compressão $\chi$	Coeficiente de flambagem $K^*$ Curva de resistência à compressão $\chi$	
	ANSI/AISC 360:2016	-	-	-	Curva de resistência à compressão $\chi$	Coeficiente de flambagem $K^*$ Curva de resistência à compressão $\chi$	
	ANSI/AISI S100:2020	-	-	-	Curva de resistência à compressão $\chi$	Coeficiente de flambagem $K^*$ Curva de resistência à compressão $\chi$	
	ANSI/RMI MH16.1:2012	-	-	-	Curva de resistência à compressão $\chi$	Coeficientes $K^*$ , $Q$ Curva de resistência à compressão $\chi$	
Análise de 1ª ordem	ANSI/AISC 360:2016	-	-	-	Curva de resistência à compressão $\chi$	Curva de resistência à compressão $\chi$	
Análise direta	ABNT NBR 8800:2008	-	-	-	Curva de resistência à compressão $\chi$	Curva de resistência à compressão $\chi$	
	ABNT NBR 14762:2010	-	-	-	Curva de resistência à compressão $\chi$ e MRD	Curva de resistência à compressão $\chi$ e curvas do MRD	
	ANSI/AISC 360:2016	Análise direta	-	-	-	Curva de resistência à compressão $\chi$	Curva de resistência à compressão $\chi$
		Análise avançada	-	-	-	-	-
ANSI/AISI S100:2020	-	-	-	Curva de resistência à compressão $\chi$ e MRD	Curva de resistência à compressão $\chi$ e curvas do MRD		

**OBSERVAÇÃO:** \*Se determinados por modelos inelásticos.

Fonte: próprio autor.

Tabela 4.4 - Diferentes classificações quanto à sensibilidade aos deslocamentos laterais e seus efeitos na análise estrutural.



<b>ABNT NBR 8800:2008</b>		$u_2/u_1$ ou $B_2 \leq 1,1$ <b>Pequena deslocabilidade</b>	$1,1 < u_2/u_1$ ou $B_2 \leq 1,4$ <b>Média deslocabilidade</b>	$u_2/u_1$ ou $B_2 > 1,4$ <b>Grande deslocabilidade</b>
	<b>Comp. efetivo</b>	Análise de 1ª ou 2ª ordem. -Análise de 1ª ou 2ª ordem;	Análise de 2ª ordem. -Análise de 2ª ordem;	Os esforços devem ser os oriundos de uma análise de 2ª ordem.
	<b>Análise direta</b>	- Não reduzir as rizezas das barras.	- Multiplicar as rizezas por 0,8.	Realizar uma “análise rigorosa”.
<b>ANSI/AISC 360:2016</b>		$u_2/u_1$ ou $B_2 \leq 1,5$		$u_2/u_1$ ou $B_2 > 1,5$
	<b>Comp. Efetivo e Análise de 1ª ordem</b>	Pode ser aplicado o método do comprimento efetivo. Pode ser aplicado o método da análise de primeira ordem.		Não pode ser aplicado o método do comprimento efetivo. Não pode ser aplicado o método da análise de primeira ordem.
	<b>Análise direta</b>	$u_2/u_1 \leq 1,7$		$u_2/u_1 > 1,7$
		-Considerar forças nocionais como carregamento mínimo; -Multiplicar as rizezas por $0,8\tau_b$ .		-Aplicar forças nocionais em todas as combinações; - Multiplicar as rizezas por $0,8\tau_b$ .

Fonte: próprio autor.

Dentre os procedimentos de cálculo de esforços resistentes, a Tabela 4.3 esclarece a nítida vantagem em se adotar o método da análise direta para o dimensionamento de racks. Além de utilizar o comprimento real dos membros na determinação dos esforços críticos elásticos, o método da análise direta atrelado ao MRD mostra-se ainda mais promissor. Ao dispensar a determinação da área efetiva seja pelo MLE, MSE ou até mesmo pelo parâmetro  $Q$ , o MRD ainda apresenta recomendações para o modo de instabilidade distorcional.

Apesar de apresentar recomendações específicas para barras perfuradas com base no MRD, a formulação vigente na ANSI/AISI S100:2020 não foi a única estudada por Moen e Schafer (2011). A formulação vigente na ANSI/AISI S100:2020 e proposta por Moen e Schafer (2011) trata-se, na verdade, da Opção 4 de 6 opções do MRD avaliadas por Moen (2008) a fim de adequar o MRD ao contexto das barras perfuradas. A Tabela 4.5 resume as principais características de cada opção estudada por Moen (2008).

Tabela 4.5 - Opções do MRD avaliadas por Moen (2008).

Opção	Modo global	Interação global-local	Modo distorcional
Opção 1	AISI		
Opção 2	Substituindo $N_y$ por $N_{yn}$ em todo o método.		
Opção 3	AISI	Inclusão de: $N_{c,RI} \leq N_{yn}$	Inclusão de: $N_{c,Rdist} \leq N_{yn}$
Opção 4	AISI	Inclusão de: $N_{c,RI} \leq N_{yn}$	
Opção 5	AISI	Transição linear (Opção A de Moen (2008)) para $N_{yn}/N_{c,Re} < 1$	Transição linear
Opção 6	AISI	Transição linear (Opção B de Moen (2008)) para $N_{yn}/N_{c,Re} \leq 1$	

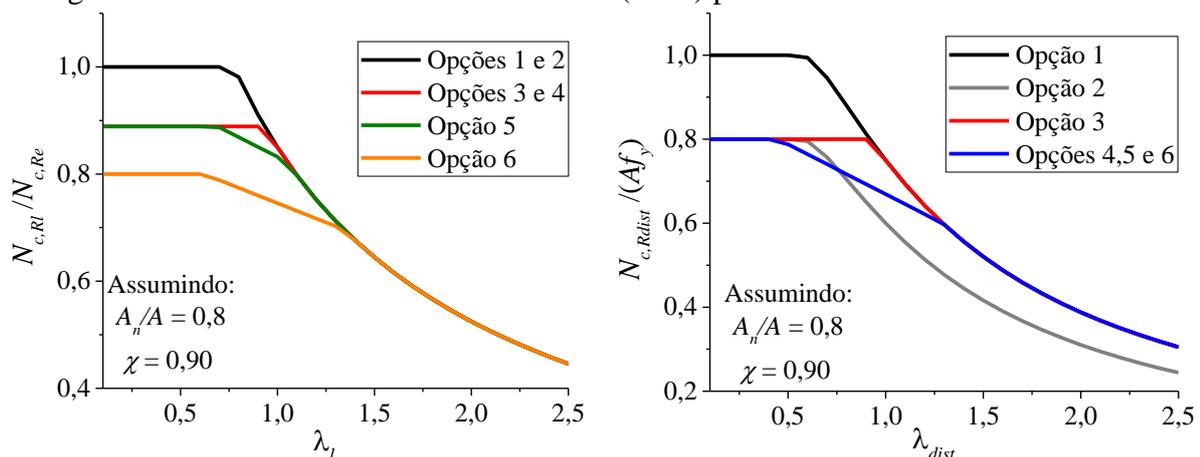
Legenda:

AISI: conforme consta na ANSI/AISI S100:2020 para barras sem furos

Fonte: próprio autor.

Além das características presentes na Tabela 4.5, todas as opções avaliadas por Moen (2008) consideram que as forças críticas elásticas referentes aos modos global, local e distorcional ( $N_e$ ,  $N_l$  e  $N_{dist}$ , respectivamente) sejam obtidas considerando as perfurações. Diferentemente do modo global, as curvas de resistência para os modos local e distorcional foram as que sofreram maiores alterações, sendo que manteve-se a interação local-global em todas elas e não foi considerada nenhuma interação envolvendo o modo distorcional. A Figura 4.16 apresenta as curvas de resistência definidas por Moen (2008).

Figura 4.16 - Curvas de resistência de Moen (2008) para os modos local e distorcional.



Fonte: próprio autor.

É importante ressaltar que, na Figura 4.16, o cálculo dos índices de esbeltez reduzido associados à flambagem local e distorcional são diferentes na Opção 2 frente às Opções 1, 3, 4, 5 e 6, tendo em vista a substituição de  $N_y$  por  $N_{yn}$  em todo o método. Ou seja, o mesmo índice  $\lambda_l$  calculado ora pela Opção 2 e ora pela Opção 1 referem-se a barras diferentes. Apesar disso, a Figura 4.16 auxilia na compreensão de como cada opção foi proposta. Segundo Moen (2008),

para as barras perfuradas analisadas, os métodos que melhor se adequaram foram as Opções 3, 4 e 5, sendo a Opção 4, a opção vigente na ANSI/AISI S100:2020 e apresentada na seção 4.2.2.

Yao e Rasmussen (2017b) ressaltam que, apesar da Opção 4 de Moen e Schafer (2011) prover previsões mais adequadas em comparação ao MRD sem perfurações, a Opção 4 tem seus piores desempenhos para as barras que falham com interação dos modos global-distorcional. Como observado na Tabela 4.5 e na Figura 4.16, as formulações avaliadas por Moen (2008) não consideram interações que envolvam o modo distorcional. Desta forma, tendo em vista que o modo distorcional é um dos modos governantes mais comuns em colunas de racks perfuradas, é interessante que seja considerada, ao menos em parte, a interação deste modo com os demais modos de instabilidade, como observado por Yao e Rasmussen (2017b).

Por meio de um estudo paramétrico amplo desenvolvido no *software* Abaqus com colunas perfuradas e não perfuradas, Yao e Rasmussen (2017a) avaliaram o MRD previsto na AS/NZS4600:2005 e constataram que tal formulação superestima os valores de resistência das colunas perfuradas. O método MRD previsto na AS/NZS4600:2005 contém as mesmas curvas de resistência previstas na ABNT NBR 14762:2010 e ANSI/AISI S100:2020 para perfis não-perfurados apresentadas na Figura 4.7. Segundo os autores, na maioria dos casos, a precisão da resistência prevista pelas curvas MRD é prejudicialmente afetada pela presença das perfurações e mais severamente pela interação entre os modos de flambagem, principalmente as interações envolvendo o modo distorcional, ou seja, local-distorcional (LD), distorcional-global (DG) e local-distorcional-global (LDG). Desta forma, com os dados de resistência de coluna obtidos, Yao e Rasmussen (2017b) formularam novas equações de projeto com base no MRD destinadas a colunas de paredes finas perfuradas.

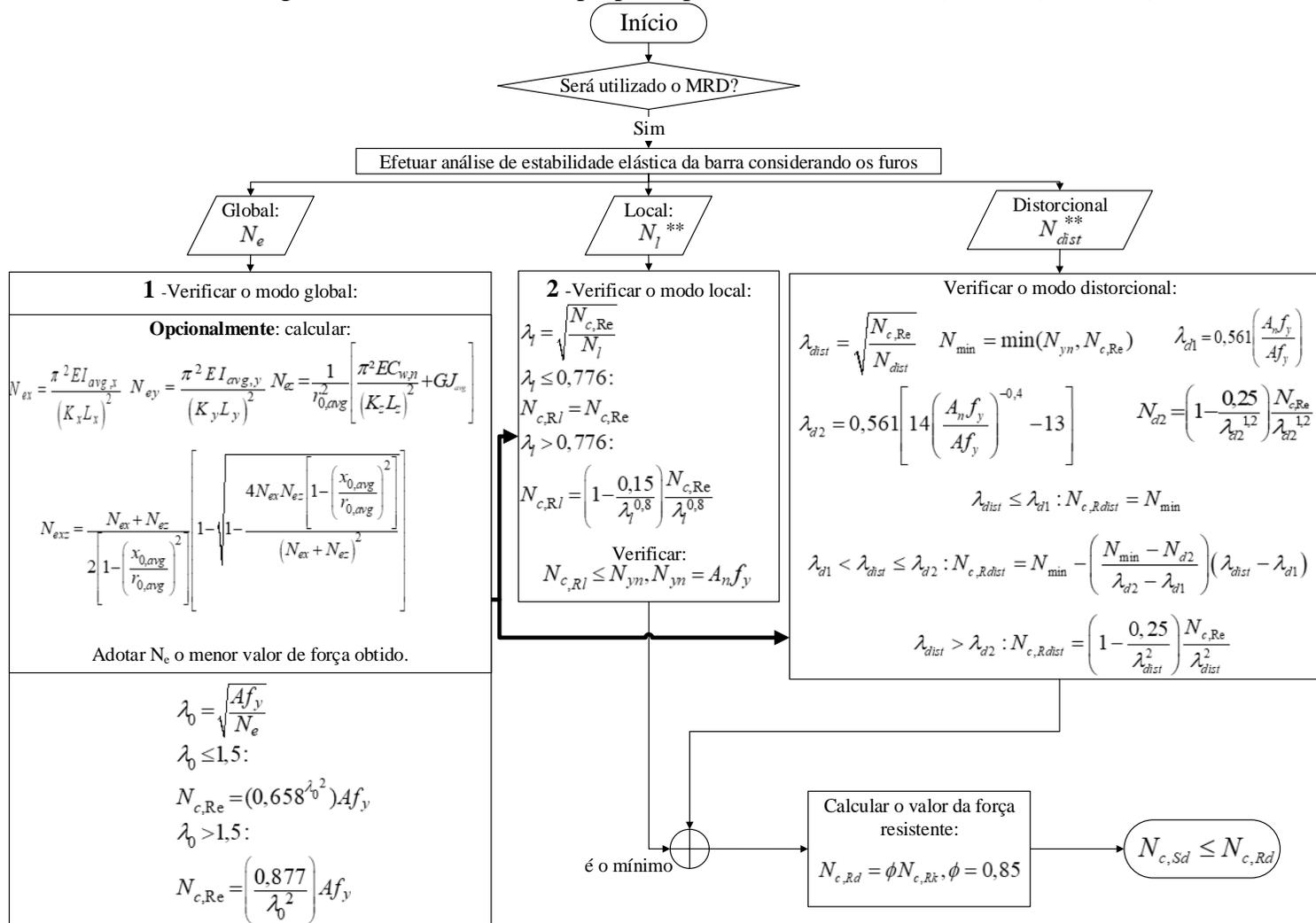
Yao e Rasmussen (2017b) avaliaram os resultados do estudo paramétrico apresentado em Yao e Rasmussen (2017a) considerando: 5 seções transversais (incluindo seções de racks); 5 larguras de furos; 4 comprimentos de furos; 4 espaçamentos de furos; 3 materiais distintos; 2 magnitudes e diversas direções de imperfeições geométricas iniciais, de forma que os 3 modos de instabilidade (local, distorcional e global) e todas suas possíveis interações fossem consideradas. Com base neste estudo paramétrico, Yao e Rasmussen (2017b) avaliaram 4 métodos de projeto com base no MRD: o MRD previsto na AS/NZS 4600:2005, a Opção 4 do MRD desenvolvida por Moen e Schafer (2011) e vigente atualmente na ANSI/AISI S100:2020, e mais 2 métodos alternativos propostos cujo diferencial, frente às anteriores, é justamente a inclusão dos efeitos da interação de global-distorcional nas curvas de dimensionamento – os 2 métodos apresentados fazem parte de um conjunto de 19 métodos estudados em Yao e

Rasmussen (2014). Além da análise comparativa com o banco de dados, os 4 métodos foram complementados também por uma análise de confiabilidade derivando fatores de resistência apropriados.

Os métodos alternativos propostos por Yao e Rasmussen (2017b) derivam da Opção 4 de Moen e Schafer (2011) alterando: a rotina de cálculo de  $N_{c,Rdist}$  de forma que a interação dos modos global e distorcional seja incluída, e exigindo, como entrada, apenas forças de flambagem elástica local e de distorção com base nas propriedades da seção bruta. A Figura 4.17 mostra a rotina proposta por Yao e Rasmussen (2017b). Segundo os autores esta simplificação na determinação das forças críticas elásticas é possível tendo em vista os resultados de Moen e Schafer (2009b). Moen e Schafer (2009b) propuseram um método simplificado para o cálculo da força crítica de flambagem local para membros perfurados e não perfurados e concluíram que tais valores são similares para a maioria das barras analisadas.

A diferença fundamental entre os métodos alternativos de Yao e Rasmussen (2017b) está na adoção do fator de resistência  $\phi$ . Enquanto o primeiro método usa o coeficiente de ponderação da resistência  $\phi$  igual a 0,85, o segundo método adota um fator baseado em uma análise de regressão envolvendo parâmetros como as dimensões dos furos e seções transversais. Segundo Yao e Rasmussen (2017b), o segundo método proposto supera todos os outros métodos em termos de uma dispersão geral reduzida na previsão do comportamento mecânico da barra e uma confiabilidade geral aumentada. Segundo Yao e Rasmussen (2017b), a inclusão da interação DG se mostrou eficaz, pois reduz a dispersão na previsão para todos os modos de falha envolvendo o modo D (ou seja, os modos D, LD, DG e LDG). De fato, a Figura 4.18 mostra que a inclusão da interação GD na curva de resistência do modo distorcional, altera significativamente seu comportamento. Além disso, Yao e Rasmussen (2014) ressaltam que apenas a interação GD foi inserida no novo MRD pois mostrou-se desfavorável a adoção das interações LD ou LDG no MRD ao aumentar, consideravelmente, a dispersão da previsão do comportamento das barras. Os autores alertam ainda sobre a importância de se considerar a interação GD em qualquer método de projeto com base no MRD, incluindo para membros não perfurados.

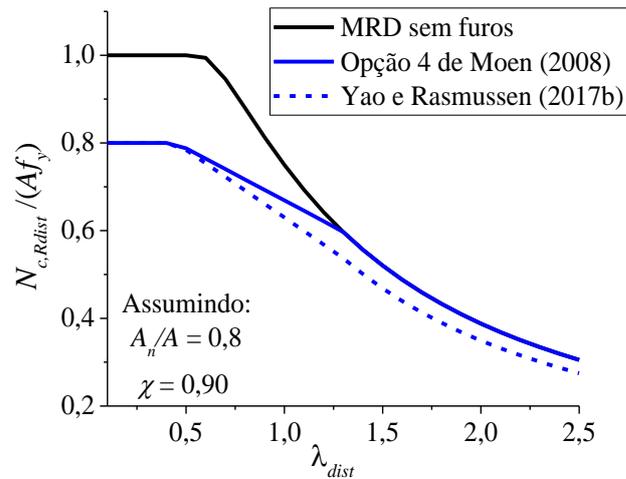
Figura 4.17 - Método MRD proposto por Yao e Rasmussen (2017b) (método 1).



Nota: \*Hipótese: eixo x principal é o eixo de simetria da seção; / \*\*  $N_l$  e  $N_{dist}$  podem ser obtidos sem a consideração das perfurações.

Fonte: próprio autor.

Figura 4.18 - Curvas de dimensionamento referentes ao modo distorcional.



Fonte: próprio autor.

Novamente, é importante ressaltar que o cálculo do índice de esbeltez reduzido  $\lambda_{dist}$  segundo o método proposto por Yao e Rasmussen (2017b) difere do cálculo efetuado no MRD sem e com furos da ANSI/AISI S100:2020. Apesar disso, a Figura 4.18 auxilia na compreensão do efeito da consideração da interação distorcional-global no procedimento do MRD. Assim, segundo o método proposto por Yao e Rasmussen (2017b), os efeitos dos furos são contabilizados pela adoção:

- i.*  $N_{yn}$  nas equações GD e LG;
- ii.* Forças críticas de flambagem elástica global incluindo furos nas equações do modo de instabilidade global;
- iii.* No caso do método 2 de Yao e Rasmussen (2017b), a largura, o comprimento e o espaçamento do furo como parâmetros na determinação do fator  $\phi$  obtido por uma análise de regressão. Quanto aos valores de  $\phi$ , os autores indicam que pode ser preferível: selecionar os valores  $\phi$  precisos para tipos de seção específicos e modos de falha; ou utilizar uma abordagem mais conservadora adotando o valor  $\phi$  mínimo de todos os modos de falha para uma seção particular; ou ainda, uma abordagem menos conservadora adotando o valor  $\phi$  médio de todos os modos de falha para uma seção particular.

Neste contexto, nota-se que, se por um lado as recomendações normativas destinadas à análise estrutural com base no método da análise direta apresentam discrepâncias, por outro, são escassas nas normas de projeto recomendações específicas robustas para a determinação dos esforços resistentes considerando as perfurações das colunas e, neste sentido, propostas tais como a de Yao e Rasmussen (2017b) ganham destaque.

#### 4.4.1 Considerações finais

De forma geral, observa-se que nas normas americanas há uma evolução entre as recomendações destinadas à análise estrutural de estruturas pesadas, para estruturas leves e por fim, para racks. Esta evolução é observada, principalmente, nas alterações nos valores das forças nocionais e na redução de rizezas. Em contrapartida, as normas brasileiras praticamente não distinguem as análises estruturais efetuadas para perfis pesados das de PFF, e avanços menores ainda são observados na normativa destinada a estruturas porta-paleta ABNT NBR 15524-2:2007.

Desta forma, quanto ao método da análise direta, o presente capítulo mostrou que apenas a norma americana ANSI/AISI S100:2020 apresenta particularidades referentes tanto aos perfis formados a frio (forças nocionais e redução de rizezas em  $0,9\tau_b$ ) quanto aos perfis perfurados (MRD Opção 4 de Moen (2008)). Porém, ainda assim, melhorias podem ser efetuadas tendo em vista que o MRD vigente na ANSI/AISI S100:2020 desconsidera os modos de interação global e distorcional. Por outro lado, quanto ao método do comprimento efetivo, em comparação à recomendações brasileiras, a ANSI/RMI MH16.1:2012 mostra-se mais atual no sentido que é baseada em versões das normas americanas que já contemplam apenas 1 única curva de resistência à compressão, como apresentado na seção 3.2.1. Além disso, apesar de ser baseada no método do comprimento efetivo, a ANSI/RMI MH16.1:2012 não impede o uso de outros métodos devidamente fundamentados.

Neste contexto, tendo em vista que as colunas de rack são, geralmente, sujeitas à combinação de esforços de compressão e flexão, a Tabela 4.6 mostra como cada esforço é avaliado no Capítulo 7 na análise dos racks por meio do método da análise direta e do método do comprimento efetivo.

Tabela 4.6 – Métodos de projeto avaliados no presente estudo.

Método	Compressão	Flexão
Análise direta	Opção 4 de Moen (2008), vigente na ANSI/AISI S100:2020*	Opção 4 de Moen (2008), vigente na ANSI/AISI S100:2020
Comprimento efetivo	ANSI/RMI MH16.1:2012	ANSI/RMI MH16.1:2012

Nota: \*Pode ser substituído pela formulação de Yao e Rasmussen (2017b).

Fonte: próprio autor.

Além disso, tendo em vista que a falha de colunas em estruturas porta-paletes muitas vezes ocorre por meio da interação entre os modos distorcional-global, como comentado por Baldassino et al. (2019) e apresentado na seção 2.2, o Capítulo 7 também avalia a aplicabilidade da formulação proposta por Yao e Rasmussen (2017b) no contexto do método da análise direta, como mostrado na Tabela 4.6.



## 5 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE PORTA-PALETES

O entendimento da estabilidade de racks na direção do corredor corresponde a um caso específico dos estudos efetuados com pórticos planos. Quanto à estabilidade lateral, por exemplo, o estudo de pórticos planos de Dória (2007) constatou que a classificação oriunda da razão  $u_2/u_1$  pode induzir a erros para combinações gravitacionais, quando os valores dos deslocamentos interpavimentos apresentam valores absolutos reduzidos. Desta forma, o autor indica que valores elevados desta razão não implicam, necessariamente, em influência significativa dos efeitos de segunda ordem.

Inserido no contexto de estruturas de armazenagem, resultados semelhantes foram obtidos por Dória, Malite e Vieira Jr. (2013). Dória, Malite e Vieira Jr. (2013) avaliaram a adequabilidade do uso da razão  $u_2/u_1$  e do coeficiente  $B_2$  em quantificar a influência dos efeitos de segunda ordem em pórticos momento resistentes sendo um deles uma estrutura porta-paleta de perfis compactos. A estrutura porta-paleta foi modelada por EFs de pórtico em que as ligações semirrígidas longarina-coluna e de base foram representadas por molas rotacionais lineares. Neste estudo, o uso do fator  $B_2$  e da razão  $u_2/u_1$ , referentes às recomendações da norma americana AISC e brasileira ABNT NBR 8800:2008, foi comparado com a prescrição do Eurocode 3 em que é utilizada a razão  $N_e/N$ , conforme mostrado na seção 2.1 nas Equações (1) e (2). Desta comparação, Dória, Malite e Vieira Jr. (2013) indicam que a razão  $N_e/N$  é o indicador mais adequado para os efeitos de segunda ordem de uma estrutura porta-paleta. Isto acontece porque, segundo os autores, o coeficiente  $B_2$  é calculado para cada nível da estrutura enquanto que a razão  $N_e/N$  diz respeito ao pórtico como um todo. Como os carregamentos de cada nível interagem, estes indicadores passam a ser conceitualmente diferentes.

Sarawit e Peköz (2006a) indicam diversos fatores que interferem no comportamento estrutural de uma estrutura porta-paleta: número de baias e de níveis; condições de carregamento das unidades de carga, como também seu histórico, i.e., a ordem de carregamento das unidades de carga; seções transversais das colunas e longarinas e a rigidez das ligações semirrígidas. A nível de dimensionamento, Sarawit e Peköz (2006a) avaliaram a adequabilidade da aplicação do diagrama de alinhamento em uma estrutura porta-paleta de 3 níveis e 6 baias. Segundo os autores, o uso do diagrama de alinhamento levou a resultados contra-segurança para as colunas ao nível do piso enquanto que os resultados do segundo andar foram a favor da segurança. Ou seja, para o primeiro andar, os valores  $K$  por meio do diagrama de alinhamento

resultaram menores do que os obtidos por meio de uma análise de estabilidade e os do segundo andar resultaram em valores de  $K$  maiores. Segundo Sarawit e Peköz (2006a), a razão para isso é que, na prática, as suposições do gráfico de alinhamento (mostradas na seção 3.2.1) raramente são satisfeitas exatamente. Tais violações levam a erros, tornando os resultados inconsistentes. Os autores indicam que o diagrama de alinhamento mostra-se impreciso quando as diferenças entre as flexibilidades das ligações de base e longarina-coluna são altas. Quanto ao dimensionamento promovido por meio do método do comprimento efetivo de flambagem, Sarawit e Peköz (2006a) indicam que o método de previsão da AISI (mostrado na seção 4.2.2) para o modo de flexo-torção das colunas torna-se gradualmente mais conservador dado o aumento dos valores de rigidez da ligação longarina-coluna.

Sarawit e Peköz (2006a) apresentam ainda uma comparação entre os procedimentos do método do comprimento efetivo com o das forças nocionais (método da análise direta) aplicados a porta-paletes. Em seu estudo, Sarawit e Peköz (2006a) consideraram o método do comprimento efetivo por meio do RMI utilizando o pórtico modelado diretamente com as imperfeições geométricas globais iguais a  $H/240$ , em que  $H$  é a altura total do rack. No âmbito do método das forças nocionais, 3 abordagens foram investigadas variando a forma de selecionar tanto o valor da força nocional quanto a redução das rigidezes. As Tabelas 5.1 e 5.2 mostram as abordagens avaliadas por Sarawit e Peköz (2006a) para o método do comprimento efetivo e para a abordagem das forças nocionais, respectivamente.

Tabela 5.1 - Métodos avaliados para a abordagem do comprimento efetivo.

<b>Método do comprimento efetivo (estrutura modelada com imperfeição global igual a <math>H/240</math>)</b>		
<b>Nome da abordagem</b>	<b><math>N_{ex}</math> (referente a <math>K_x</math>)</b>	<b><math>N_{ey}</math> (referente a <math>K_y</math>) e <math>N_{ez}</math> (referente a <math>K_z</math>)</b>
1a (compressão)	Recomendações da AISI utilizando diagrama de alinhamento ou análise de estabilidade elástica	Recomendações da AISI utilizando 1,0 e 0,8, respectivamente.
1b (compressão)	Força obtida diretamente de uma análise de estabilidade elástica (segundo os autores, mais preciso que o 1a)	Forças obtidas diretamente de uma análise de estabilidade elástica (segundo os autores, mais preciso que o 1a)
1c (flexo-compressão)	Recomendações da AISI utilizando diagrama de alinhamento ou análise de estabilidade elástica	Recomendações da AISI utilizando 1,0 e 0,8, respectivamente.
1d (flexo-compressão)	Força obtida diretamente de uma análise de estabilidade elástica	Forças obtidas diretamente de uma análise de estabilidade elástica

Fonte: próprio autor.

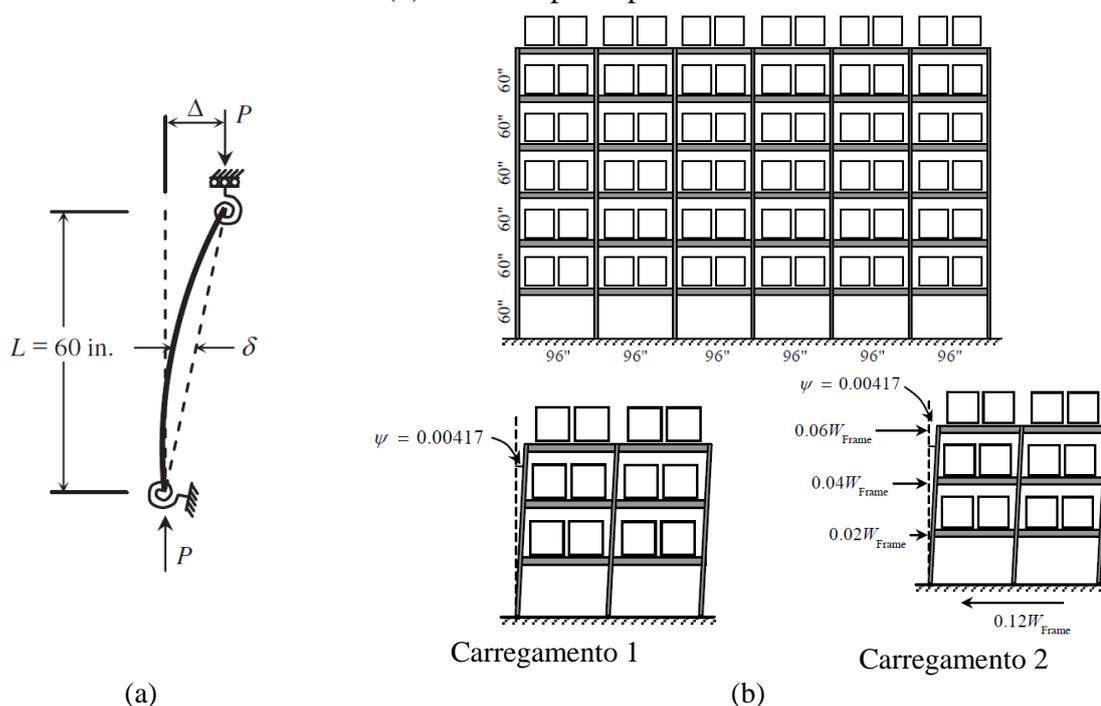
Tabela 5.2 - Métodos avaliados para a abordagem da força nocional.

Nome da abordagem	Método das forças nocionais (estrutura perfeita e aplicação de cargas nocionais)		
	Valores $K_x$ , $K_y$ e $K_z$	Força nocional	Fator utilizado para a redução da rigidez $EI$
2a	1,0,1,0 e 0,8, respectivamente	$\xi=1/240$	-
2b	1,0,1,0 e 0,8, respectivamente	$1 < K_x < 1,7 : \xi = (K_x - 1)/168$ $K_x \geq 1,7 : \xi = 1/240$	-
2c	1,0,1,0 e 0,8, respectivamente	$\xi=1/240$	0,9

Fonte: próprio autor.

Foram efetuadas análises numéricas para um membro isolado e para a estrutura porta-palete completa, como mostra a Figura 5.1. Em ambos os casos, análises avançadas serviram de referência para a comparação entre as abordagens de análise.

Figura 5.1 - Estudos paramétricos efetuados por Sarawit e Peköz (2006b): (a) coluna isolada e (b) estrutura porta-palete.



Fonte: Sarawit e Peköz (2006a,b).

O primeiro modelo, mostrado na Figura 5.1a, tratou-se de um modelo de MEF tridimensional que visou representar um tramo de coluna entre o piso e o primeiro nível de uma estrutura porta-palete. O MEF utilizou: (i) elementos de pórtico; (ii) seções transversais abertas para capturar os efeitos da instabilidade por flexo-torção; (iii) molas rotacionais lineares para modelar o comportamento momento-rotação em torno do eixo de maior inércia; (iv) rótulas para o comportamento momento-rotação em torno do eixo de menor inércia e torção; (v)

combinação de imperfeições local e global de amplitudes  $L/1000$  e  $L/240$ , respectivamente, e, por fim, (vi) material elasto-plástico perfeito. A princípio, como somente uma força de compressão foi aplicada, foram avaliados métodos de dimensionamento de compressão simples (1a e 1b), i.e., negligenciando os efeitos das imperfeições. Posteriormente, foram avaliados os métodos levando em conta estes efeitos (dimensionamento à flexo-compressão).

A partir das análises com o elemento isolado, Sarawit e Peköz (2006a) observaram que as abordagens 1c, 1d, 2a, 2b e 2c apresentam caráter conservador enquanto as abordagens 1a e 1b são contra-segurança. Como esperado, as abordagens 1a e 1b geraram resultados contra-segurança pois não consideraram os momentos secundários advindos das imperfeições geométricas. Entre as abordagens 1c e 1d, Sarawit e Peköz (2006a) indicam que 1d concorda melhor com os resultados da análise avançada pois a 1c, segundo os autores, reflete o conservadorismo que a AISI promove no cálculo do modo de instabilidade por flexo-torção.

No contexto dos métodos com forças nocionais (método da análise direta), Sarawit e Peköz (2006a) observaram que, se a redução da rigidez não for aplicada, a abordagem 2b concorda melhor com os resultados da análise avançada do que a 2a. Todavia, a aplicabilidade da abordagem 2b recai no conhecimento de  $K_x$ . Em contrapartida, comparando as abordagens 2a e 2c, os autores indicam que a 2a concorda melhor com os resultados numéricos, porém a 2c apresenta um conservadorismo mais consistente para uma ampla faixa de valores  $K_x$ . Neste contexto, de modo geral, para a barra isolada, Sarawit e Peköz (2006a) concluíram que as abordagens baseadas no método das forças nocionais concordam melhor com os resultados da análise avançada e, dentre elas, os autores indicam a abordagem 2c.

O segundo modelo mostrado na Figura 5.1 trata-se de um modelo de MEF tridimensional desenvolvido para avaliar o comportamento global da estrutura porta-paleta. A análise global foi composta por: (i) três configurações de racks na direção do corredor (uma delas é mostrada na Figura 5.1b); (ii) duas configurações de sistema treliçado na direção perpendicular ao corredor; (iii) seções transversais abertas e fechadas para as colunas; (iv) material elasto-plástico perfeito; (v) mola rotacional linear em torno do eixo de maior inércia para as ligações BCC e da base; (vi) elementos constituintes da treliça em seção C e longarinas de seção fechada assimétrica. Para este modelo foram avaliados 2 tipos de carregamento: sem e com cargas sísmicas de valor 12% do carregamento vertical como mostra a Figura 5.1.

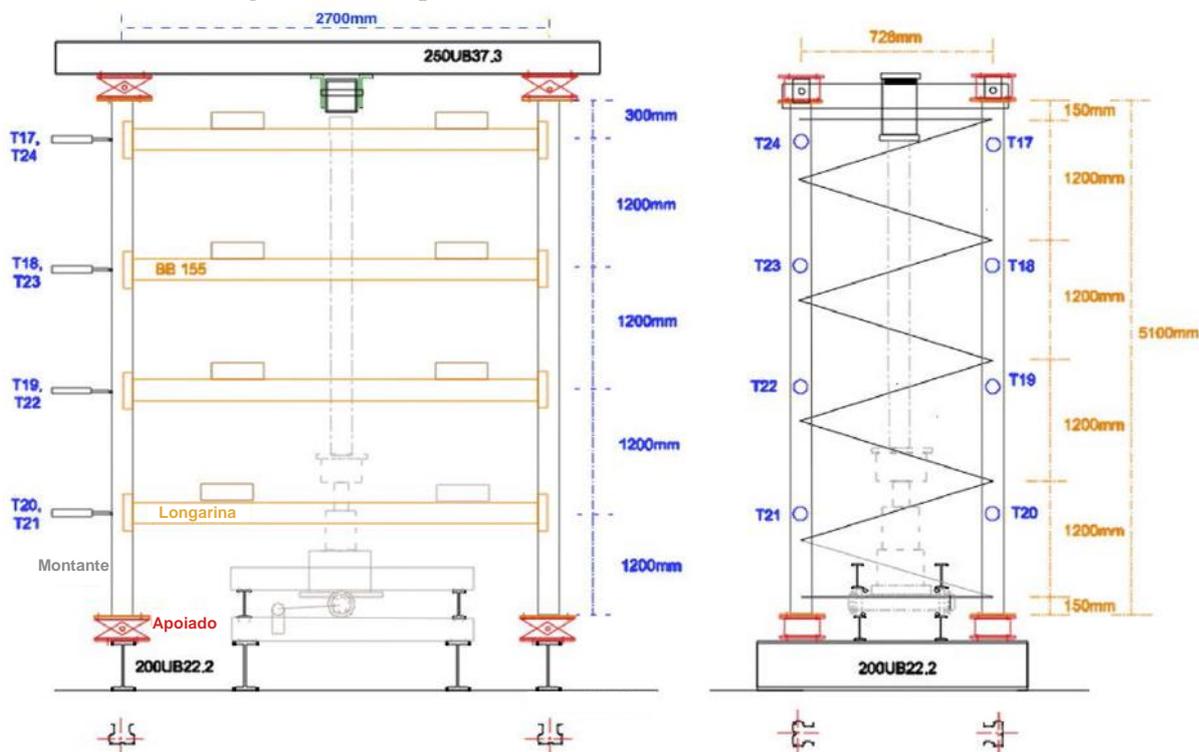
Para o carregamento 1, a abordagem 2c foi mais conservadora que as 2a e 2b. Enquanto que, para o carregamento 2 (com cargas sísmicas), Sarawit e Peköz (2006a) observaram que

ambos os métodos (comprimento efetivo e análise direta) forneceram resultados conservadores e, a diferença entre eles foi menor que a observada pelo carregamento 1. Segundo Sarawit e Peköz (2006a), isso ocorre pois a falha no caso do carregamento 2 é comandada pela parcela da flexão e ambos os métodos são similares na determinação desta capacidade. Os autores ainda indicam que, para casos em que as forças laterais oriundas de ventos ou terremotos, por exemplo, forem consideradas, o uso de forças nocionais promove diferenças negligenciáveis. Ainda assim, Sarawit e Peköz (2006a) recomendam que as cargas horizontais nocionais sejam sempre aplicadas para o projeto considerando carregamentos de terremoto ou de vento, para que o projeto resulte mais conservador.

Análises semelhantes foram efetuadas por Sarawit e Peköz (2006b). Os resultados de Sarawit e Peköz (2006b) mostraram que o método do comprimento efetivo previsto na ANSI/RMI MH16.1:2006 é mais conservador que o da análise direta proposto pela ANSI/AISC 360:2005 e que, dentre eles, o método das forças nocionais é o que melhor concorda com os resultados numéricos. Desta forma, os autores recomendam o uso do método da análise direta para o dimensionamento de estruturas porta-paletes. Nos estudos apresentados por Sarawit e Peköz (2016a,b) não foram considerados os modos de instabilidades local e distorcional.

Trouncer e Rasmussen (2016a,b) avaliaram os efeitos de segunda ordem provocados pelos modos de instabilidade das seções transversais em estruturas porta-paletes. Trouncer e Rasmussen (2016a) descrevem o aparato experimental projetado na Universidade de Sydney (no total, 12 porta-paletes em escala real foram ensaiados), os modos de falha observados, a capacidade resistente das estruturas e sua resposta global. A Figura 5.2 mostra o esquema dos ensaios efetuados. Trata-se de um porta-palete de 1 módulo e 4 andares em que as colunas foram rotuladas na direção do corredor e engastadas na direção perpendicular ao corredor. Além disso, os giros de torção nas colunas foram restringidos tanto em suas bases quanto no topo. Para todos os ensaios, a força foi aplicada verticalmente e concentricamente através do centroide da seção transversal de cada coluna por meio de vigas extras (250UB37.3) localizadas acima do porta-palete.

Figura 5.2 - Esquema do ensaio de Trouncer e Rasmussen (2016a).



Fonte: Trouncer e Rasmussen (2016a).

Antes da aplicação da força vertical nas colunas, Trouncer e Rasmussem (2016a) alertam que foram adicionadas correntes de segurança (evitando o colapso completo do porta-palete). Em seguida, 2 blocos de concreto de 250 kg/cada foram cuidadosamente colocados a cada nível das longarinas. Segundo os autores, o carregamento oriundo dos blocos de concreto garantem que as folgas das conexões semirrígidas sejam eliminadas e, assim, o sistema é capaz de prover uma resistência lateral adequada. Posteriormente, a estrutura de carga foi acionada aplicando forças de compressão nas colunas (0,25 mm/min). O equipamento de carga foi fabricado para garantir que a força axial concêntrica fosse igualmente distribuída entre as quatro colunas. Os testes foram efetuados visando à falha na direção do corredor. Além disso, forças horizontais foram aplicadas nos pórticos denominados SD-4, SD-5, RF-6 e RF-7 em que SD e RF referem-se às seções mostradas na utilizadas para as colunas, como mostra a Figura 5.3.

Figura 5.3 - Seções estudadas por Trouncer e Rasmussen (2016a). Espessura de 1 mm.



Fonte: Trouncer e Rasmussen (2016a).

Trouncer e Rasmussen (2016a) observaram que os modos local e distorcional ocorreram antes de atingir a carga máxima em cada um dos testes efetuados. Segundo os autores, o modo distorcional ocorre tipicamente em uma ou duas meias-ondas abaixo do primeiro nível de longarina ou entre os níveis de longarinas, enquanto que os modos locais ocorrem, frequentemente, nas mesas das colunas nas regiões próximas às ligações longarina-coluna. Trouncer e Rasmussen (2016a) indicam que a interação entre os modos distorcional e de flexo-torção foi evidente e abaixo do primeiro nível das longarinas, conforme capturado pelas medições dos transdutores de deslocamento.

Complementando o trabalho apresentado em Trouncer e Rasmussen (2016a), Trouncer e Rasmussen (2016b) desenvolveram modelos numéricos por meio do MEF capazes de reproduzir o comportamento mecânico e a capacidade última observados nos resultados experimentais de Trouncer e Rasmussen (2016a). Posteriormente, os modelos numéricos foram estendidos para contemplar porta-paletes com seções mais delgadas e avaliar a adequabilidade das normas de projeto para prever a capacidade resistente destas estruturas. A fim de investigar a aplicabilidade das normativas atuais, dois tipos de porta-paletes variando a espessura das colunas foram avaliados. Desta forma, foram avaliados casos de colunas compactas a não compactas segundo a norma australiana de PFF AS/NZS 4600:2005.

A análise numérica de Trouncer e Rasmussen (2016b) foi desenvolvida no *software* comercial Abaqus. Foram considerados na análise: comportamento não-linear do material, imperfeições geométricas iniciais e ligações BCC semirrígidas, visando recuperar adequadamente o comportamento mecânico e capacidade do sistema. As colunas foram modeladas com elementos de casca S4R – elemento finito de 4 nós e integração reduzida – que permitiram incorporação dos padrões de perfuração observados nos ensaios experimentais de Trouncer e Rasmussen (2016a) como também das imperfeições geométricas iniciais mensuradas previamente aos ensaios por meio de linhas de laser. Quanto à discretização dos elementos finitos, a dimensão nominal longitudinal dos elementos da coluna foi mantida próxima de 2 mm para todas as análises. Segundo os autores, para as longarinas e elementos de contraventamento não foram inseridas imperfeições geométricas iniciais e, como para estes elementos não foram observadas instabilidades localizadas, foram modelados por elementos finitos de pórtico B31 do Abaqus.

Para a inserção das imperfeições geométricas iniciais nas análises, uma análise prévia de estabilidade elástica foi efetuada no Abaqus aumentando a espessura das colunas para 6 mm para garantir que o primeiro modo de instabilidade fosse o de deslocamento lateral da estrutura.

Para cada tipo de estrutura, o resultado desta análise prévia foi ponderado com o valor medido da imperfeição de sistema. Segundo Truncer e Rasmussen (2016b), este procedimento garante que a imperfeição de sistema esteja sendo corretamente inserida nos modelos.

A norma australiana de racks AS4084:2012 considera os seguintes tipos de análise: (i) análise elástica de primeira ordem, LA; (ii) análise elástica de segunda ordem, GNA; (iii) análise de estabilidade elástica (LBA) e, por fim a (iv) GMNIA, a análise física e geometricamente não-linear com a consideração de imperfeições geométricas iniciais, i.e., a análise avançada. As análises avançadas GMNIA ainda podem ser subdivididas em análises que contemplam apenas elementos compactos (GMNIAc) e as que contemplam elementos não-compactos (GMNIAs).

Neste contexto, Truncer e Rasmussen (2016b) avaliaram os procedimentos normativos considerando as análises estruturais referentes aos procedimentos normativos efetuadas somente no plano do corretor por meio de EFs de pórtico sendo análises do tipo GNA. E, considerada como modelo de referência, a análise avançada (GMNIAs) foi efetuada por modelos tridimensionais com EFs de casca para as colunas e de pórtico para as longarinas e elementos de contraventamento, conforme já comentado. Truncer e Rasmussen (2016b) mantiveram as análises referentes aos procedimentos normativos com EFs de pórtico tendo em vista que os procedimentos simplificados previstos nas normas de projeto, mesmo as de PFF, em geral, preveem análises estruturais por meio de EFs de pórtico, i.e., sem a consideração direta de perfurações e/ou instabilidades localizadas.

As forças nocionais previstas pela AS4084:2012 para as análises GNA são definidas por  $\varphi Y_i$  em que  $\varphi$  é a soma  $\varphi_s + \varphi_l$ , i.e., do valor máximo da falta de prumo ( $\varphi_s$  adotada igual a  $H/500$  pelos autores) e do valor referente à folga da ligação longarina-coluna ( $\varphi_l$ ) e  $Y_i$  é a carga gravitacional do andar  $i$ . O procedimento proposto pela norma australiana de racks baseia-se no método do comprimento de flambagem mas também utilizam forças nocionais para representar as imperfeições globais, de forma similar à norma americana ANSI/RMI MH16.1:2012. Enquanto isso, a GMNIAs considerou as imperfeições global, local e localizadas (referentes aos modos local e distorcional) de forma direta. As tensões residuais foram consideradas somente por meio da curva tensão-deformação experimental dos elementos, que segundo os autores, trata-se de uma abordagem suficiente.

Das análises efetuadas, Truncer e Rasmussen (2016b) constataram que o procedimento normativo australiano torna-se menos conservador e, muitas vezes, superestima a capacidade

do porta-paleta dada a redução nas espessuras das colunas. I.e., o procedimento de norma torna-se inseguro para os casos em que os modos locais e distorcionais são governantes. Segundo Truncer e Rasmussen (2016b), estes resultados são atribuídos ao fato de que nas análises GNA não ser possível considerar as deformações de segunda ordem adicionais referente aos modos local e distorcional que provocam a perda da rigidez das colunas. Segundo os autores, a capacidade última real (GMNIAs) denominada  $P_u$ , pode ser estimada a partir da capacidade obtida pelas análises GNA,  $P_{u,GNA}$  como mostra as Equações (55) e (56) para racks cuja seção é do tipo SD e RF, respectivamente, onde  $\lambda_s$  é o mínimo entre  $\lambda_l$  e  $\lambda_{dist}$ .

$$\frac{P_u}{P_{u,GNA}} = \frac{1}{0,95 + 0,05\lambda_s}, \lambda_s > 1,1 \quad (55)$$

$$\frac{P_u}{P_{u,GNA}} = \frac{1}{0,9 + 0,1\lambda_s}, \lambda_s > 1,1 \quad (56)$$

Truncer e Rasmussen (2016b) indicam que para considerar esta perda de rigidez, pode-se considerar, para a análise da GNA, reduções na rigidezes após o desenvolvimento dos modos local e distorcional. Esta abordagem seria semelhante à adotada pela ANSI/AISC 360:2010 e ANSI/AISI S100:2012 – que também estão previstas em suas versões vigentes (ver seção 3.2.2) –, em que a perda de rigidez causada pelos efeitos da plasticidade deve ser contabilizada reduzindo-se a rigidez à flexão conforme  $\tau_b$ . Assim, Truncer e Rasmussen (2016b) indicam que, para os porta-paletes avaliados, a redução seria efetuada com  $\tau_b\tau_g EI$  em que  $\tau_b$  é indicado na seção 3.2.2, Equação (34), enquanto  $\tau_g$  foi proposto pelos autores conforme a Equação (57). A nomenclatura da Equação (57) foi alterada para concordar com a apresentada no Capítulo 4.

$$\begin{aligned} N_{sd} \leq \min\{N_l, N_{dist}\} : \tau_g &= 1,0 \\ N_{sd} > \min\{N_l, N_{dist}\} : \tau_g &= 0,5 \end{aligned} \quad (57)$$

Na Equação (57), os valores  $\{N_l, N_{dist}\}$  são obtidos pela LBA. Todavia, os autores indicam que a precisão da análise é comprometida pelo fato de que os efeitos plásticos e de instabilidade serem contabilizados de maneira aproximada, e não simultaneamente. Uma das alternativas apresentadas pelos autores é dimensionar os porta-paletes com seções não-compactas por meio da própria análise avançada a fim de contabilizar os efeitos diretamente. Neste caso, a verificação dos elementos isolados não se faz necessária.

Semelhante ao efetuado por Truncer e Rasmussen (2016a,b), Bernuzzi et al. (2015a,b) avaliaram a adequabilidade das normas europeias para estruturas porta-paletes. Todavia, o estudo de Bernuzzi et al. (2015a) foi essencialmente numérico, por meio do MEF, e não

experimental. De forma similar, na segunda parte do estudo, em Bernuzzi et al. (2015b), foi avaliada a etapa do dimensionamento das estruturas porta-paletes para os membros sujeitos a flexo-compressão.

Bernuzzi et al. (2015a) apresentam um estudo paramétrico realizado para racks de diferentes configurações, seções transversais, rigidez rotacional das ligações longarina-coluna e de base por meio de um programa acadêmico baseado no MEF de uso livre. Neste estudo, Bernuzzi et al. (2015a) avaliam o tipo de análise estrutural mais adequado, de primeira ou segunda ordem, de acordo com a norma europeia para racks CEN/EN 15512:2009, como também o efeito do empenamento nestas estruturas. Nos modelos, foram aplicadas forças nocionais referentes a imperfeição global de 0,033 rad. Bernuzzi et al. (2015a) indicam que, usualmente, muito programas baseados no MEF são inadequados para avaliar o comportamento mecânico de colunas monossimétricas pois desconsideram os importantes efeitos do empenamento. A fim de avaliar a influência do empenamento, os autores efetuaram análises sem e com a consideração destes efeitos utilizando EFs de pórtico ora com 6 ora com 7 graus de liberdade (DOFs), respectivamente. Os resultados apresentados por Bernuzzi et al. (2015a) constataram a importância dos efeitos do empenamento para as seções monossimétricas tanto no dimensionamento quanto nos modos de falha observados.

O presente capítulo apresentou recentes estudos acerca da análise de estabilidade e o dimensionamento de estruturas porta-paletes. Em suma, apesar de conter algumas diferenças nos procedimentos de cálculo, as normas de projeto vigentes para racks brasileira e estrangeiras são fundamentadas no método do comprimento efetivo de flambagem e os trabalhos que as avaliam concordam que avanços devem ser efetuados visando incorporar:

- i.* Metodologias mais práticas de dimensionamento. Neste caso, o método mais estudado é o método da análise direta;
- ii.* As principais características dos perfis constituintes dos porta-paletes, em especial as características das colunas: perfurações, seções delgadas, imperfeições geométricas iniciais e empenamento.

De fato, grande parte dos estudos desconsideram os efeitos de instabilidades locais e distorcionais. Porém, os poucos que o fazem, e.g. Trouncer e Rasmussen (2016a,b), alertam para a importância de os considerar na medida em que os procedimentos “convencionais” de projeto (GNA) chegam a superestimar a capacidade do porta-palete para os casos em que os modos localizados são governantes. Ainda sobre as análises via MEF, faltam na literatura,

estudos em que a ligação da base é modelada de forma mais completa, como geralmente ocorrem com as ligações BCC. Além disso, é importante alertar que, os poucos trabalhos que efetuaram análises numéricas (MEF) robustas, considerando imperfeições globais, locais e localizadas e instabilidades locais e distorcionais, limitaram-se a estruturas de pequenas dimensões (1 baía e 4 níveis no caso de Trouncer e Rasmussen (2016b), por exemplo), tendo em vista o elevado custo computacional envolvido na modelagem utilizando EFs de casca.

Neste cenário, o presente estudo visa avaliar os procedimentos de dimensionamento com base no método do comprimento efetivo e no método da análise direta em racks de dimensões usuais (4x4 à 4x12), i.e., maiores do que os usualmente contemplados numericamente. Porém, a fim de que o comportamento mecânico do porta-palete seja avaliado de forma mais fiel à realidade, mostra-se imprescindível a consideração das principais características dos racks: as perfurações, as instabilidades à nível de seção transversal, as rizejas das ligações longarina-coluna e de base, os efeitos da plasticidade e as imperfeições geométricas iniciais típicas de estruturas de armazenamento.

É importante ressaltar que, no presente estudo, é mantida a abordagem normativa de se avaliar o porta-palete como um conjunto de pórticos planos dispostos ora paralelamente e ora perpendicularmente aos corredores e, neste sentido, apenas o comportamento mecânico na direção do corredor é avaliada – direção esta amplamente discutida na literatura como apresentado no presente capítulo. Além disso, tendo em vista as constatações de Sarawit e Peköz (2006a), o presente estudo limita-se a avaliar a adequabilidade do método da análise direta aplicado a racks sujeitos apenas ao carregamento promovido pelas unidades de carga, i.e., carregamentos exclusivamente gravitacionais. Isto é, de forma semelhante ao carregamento 1 de Sarawit e Peköz (2006a) – carregamento este que promoveu diferenças significativas entre os métodos da análise direta e do comprimento efetivo. Não são contemplados, portanto, carregamentos oriundos de ações do vento e ou de terremotos, por exemplo. O Capítulo 7 destaca, com detalhes, que as forças laterais utilizadas no presente estudo tratam-se exclusivamente de forças nocionais, i.e., de forças responsáveis por contabilizar os efeitos das imperfeições geométricas iniciais globais, por exemplo.



## 6 ANÁLISE EXPERIMENTAL

O Capítulo 6 reúne os principais resultados experimentais utilizados nas análises numéricas do Capítulo 7, seja em termos de dados de entrada (diagramas tensão-deformação dos materiais ou curva momento-rotação das ligações BCC, e.g.), seja por fornecer respostas de referência para a validação das colunas avaliadas como modelos reticulados sujeitos à compressão e à flexão.

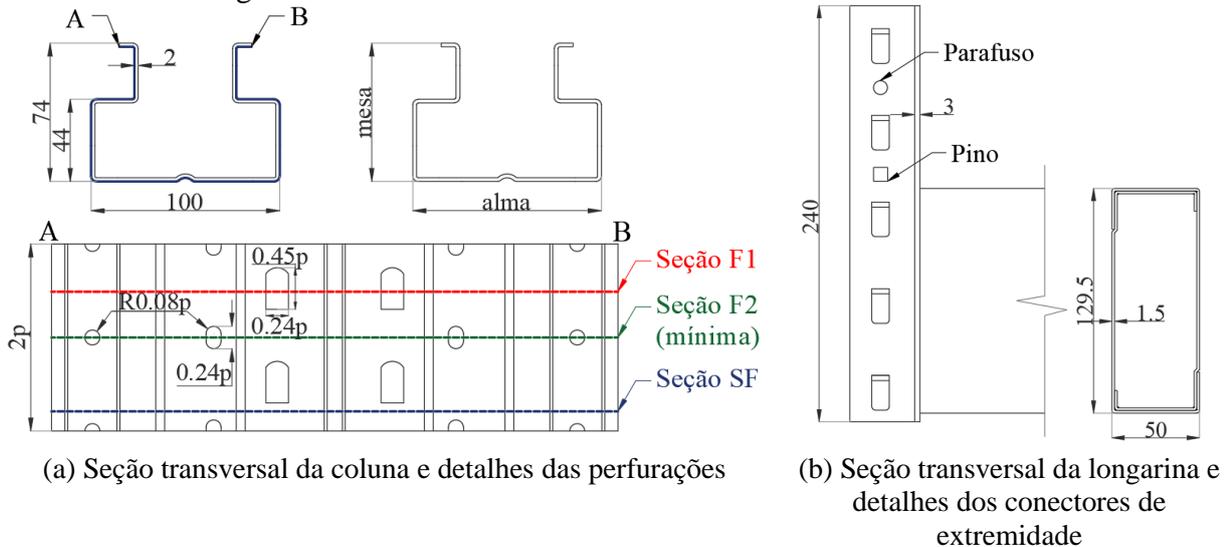
Primeiramente são apresentados os ensaios desenvolvidos no Núcleo de Ensaios de Materiais e Análise de Falhas (NEMAF) responsáveis por fornecer o comportamento mecânico dos materiais das colunas e longarinas. Em seguida, apresenta-se uma metodologia inovadora para a caracterização tridimensional da geometria das colunas a fim de avaliar o campo de imperfeições geométricas iniciais típico de estruturas porta-paletes. Tal metodologia foi desenvolvida no Laboratório de Processos de Fabricação (LAMAPE) e validada no Laboratório de Metrologia da EESC-USP. Por fim, são apresentados os ensaios desenvolvidos no Laboratório de Estruturas Professor Dante Martinelli (LE) a fim de prover referências para a validação do modelo reticulado e obter o comportamento mecânico da ligação semirrígida BCC.

### 6.1 Materiais utilizados

Os materiais utilizados no presente estudo foram doados pela empresa NSF Tecnologia em Instalações Comerciais. A Figura 6.1 mostra as seções transversais da coluna e da longarina utilizadas.

A Figura 6.1 destaca os padrões de perfuração da coluna. Tendo em vista que os três padrões de furos são definidos pelo mesmo passo  $p$  igual a 50 mm, os comprimentos de coluna adotados nos ensaios são múltiplos de  $p$ . Desta forma, as seções de extremidade das amostras localizam-se nos pontos médios entre perfurações, i.e., tratam-se de seções sem furos, denominadas “SF”. A Figura 6.1 mostra outras 2 seções transversais típicas da coluna: a seção “F1” e a seção “F2”. A seção F1 é a seção transversal que compreende os furos da alma da seção enquanto que a F2 compreende os dois padrões de perfuração localizados nas mesas do perfil: o dos furos circulares e dos alongados.

Figura 6.1 - Materiais utilizados. Dimensões em milímetros.



Fonte: próprio autor.

Diferentemente da coluna, a longarina não apresenta perfurações. Sua peculiaridade consiste no fato de ser um perfil composto por dois perfis C formados a frio que juntos compõem uma seção tubular fechada por meio de soldas intermitentes (filetes de comprimento 40 mm espaçados a cada 345 mm ao longo do comprimento da longarina). A longarina é então soldada de forma contínua ao conector de extremidade na posição mostrada na Figura 6.1b. O conector de extremidade utilizado no presente estudo é fabricado com 5 dentes (ou abas) e perfurações frontais destinadas à colocação do pino de segurança (obrigatório em todas as montagens) e, ocasionalmente, parafusos de diâmetro nominal 5/16”.

### 6.1.1 Caracterização do material

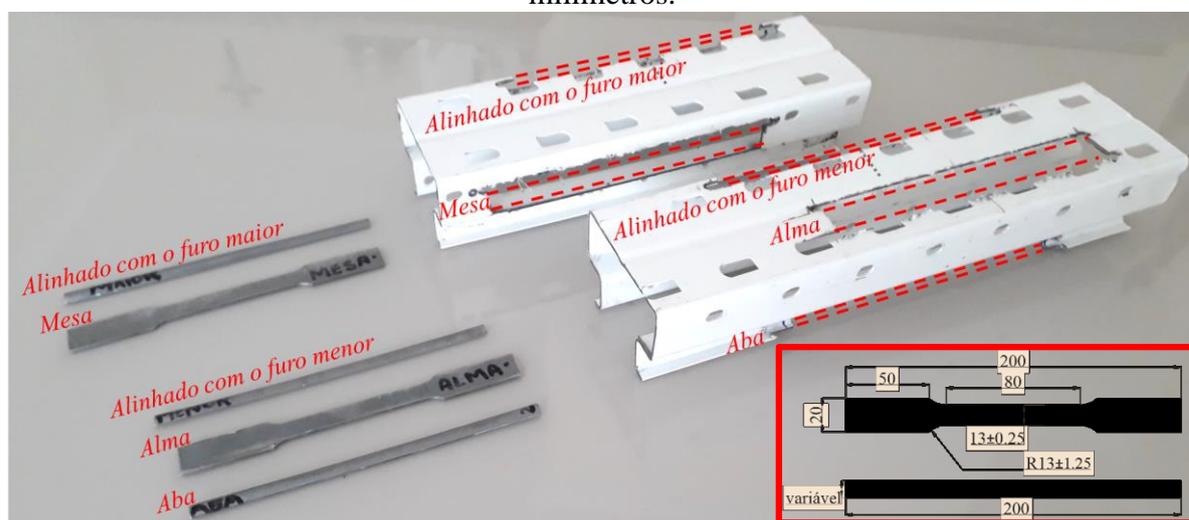
Uma das principais peculiaridades das colunas trata-se da existência de padrões de perfurações que viabilizam o projeto das ligações por encaixe BCC. Porém, a existência de perfurações faz com que o processo de caracterização do material seja dificultado.

A ANSI/AISI S902:2013, norma americana destinada à especificação de testes de coluna curta em PFF, indica que a amostra utilizada para caracterização do material por meio do ensaio de tração direta deve ser obtida da parte plana mais larga do perfil. Porém, caso as perfurações sejam largas e frequentes em todas as partes planas, as amostras podem ser obtidas diretamente da chapa ou bobina utilizada para a fabricação dos perfis. A recomendação de se extrair os corpos-de-prova da bobina também é encontrada na FEM 10.2.02:2001. No presente estudo,

foram avaliadas as propriedades do material com corpos-de-prova (CP) extraídos das bobinas de aço virgem; das partes planas dos perfis; e também das curvas do perfil da coluna, de forma similar ao efetuado por Bonada et al. (2015).

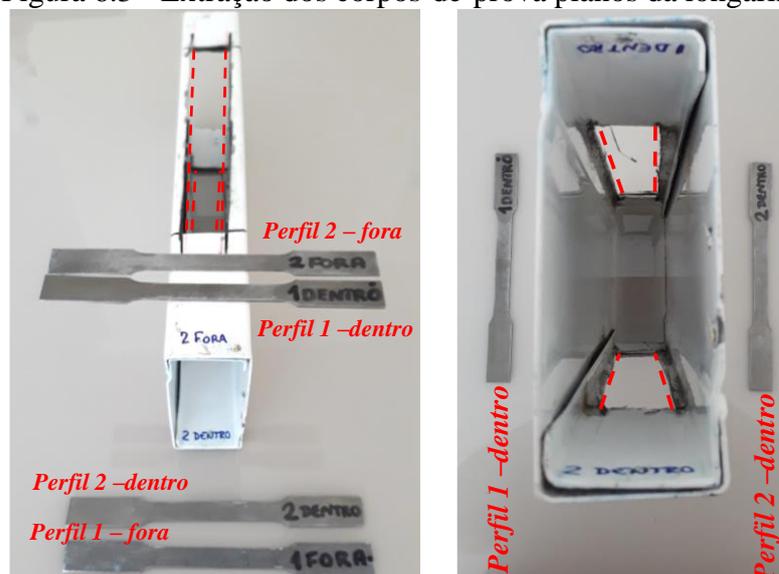
Quanto ao aço virgem, foram extraídos 3 corpos de prova, para as colunas e para as longarinas, cada um em uma posição diferente da bobina, de forma que o eixo longitudinal do corpo-de-prova fosse paralelo à direção da maior extensão do aço durante o rolamento (A370-17). Em relação à caracterização do perfil, como comentado, foram extraídos CPs planos e curvos das colunas (Figura 6.2) e CPs planos das longarinas (Figura 6.3) – a pequena dimensão das curvas nas longarinas impossibilitou a adequada extração de CPs curvos deste perfil.

Figura 6.2 - Extração dos corpos-de-prova planos e curvos da coluna. Dimensões em milímetros.



Fonte: próprio autor.

Figura 6.3 - Extração dos corpos-de-prova planos da longarina.



Fonte: próprio autor.

Como mostrou a Figura 6.2, das colunas foram extraídos dois corpos-de-prova planos, um da alma e um da mesa do perfil (denominados “Alma” e “Mesa”, respectivamente), e três CPs curvos, das regiões entre a alma e mesa e do enrijecedor de extremidade. Tanto para os CPs planos quanto para os CPs curvos, a extração da amostra foi efetuada de forma que a seção média do CP coincidissem preferencialmente com uma região sem furos. Porém, para o CP da curva entre alma e mesa, tal requisito não foi possível de ser atendido. Neste caso, foram extraídos dois corpos-de-prova: ora alinhado com o furo maior (da alma) e ora com o furo menor (da mesa). Os CPs curvos foram denominados, portanto, como “Alinhado com o furo maior”, “Alinhado com o furo menor” e “Aba”. Como mostrou a Figura 6.2, devido ao processo de extração, os CPs da coluna foram extraídos de dois trechos distintos de coluna. Para os CPs da longarina, um único trecho foi suficiente para extrair os corpos-de-prova de ambos os perfis C que compõe a longarina. No caso das longarinas, a nomenclatura utilizada para os corpos-de-prova indica primeiramente o número do perfil (1 ou 2) e se o CP em questão está do lado externo (“fora”) ou interno (“dentro”) da seção composta. Os detalhes do posicionamento dos corpos-de-prova nos perfis são apresentados no Apêndice A.

Segundo a norma americana A370-17, os corpos-de-prova geralmente apresentam uma seção transversal reduzida no comprimento médio para garantir uma distribuição uniforme da tensão sobre a seção transversal e localizar a zona de fratura. Esta recomendação foi seguida para a extração dos corpos-de-prova planos – o projeto de todos os CPs planos é mostrado na Figura 6.2. Todavia, para os curvos, optou-se por fabricar corpos-de-prova prismáticos, de 200 mm de comprimento. Desta forma, garantiu-se que o ponto de aplicação da força de tração fosse coincidente com o centro de gravidade de todas as seções transversais do corpo-de-prova, de forma similar ao indicado por Bonada et al. (2015). Tal requisito foi assegurado com a fabricação dos dispositivos de extremidade mostrados na Figura 6.4. O Apêndice A apresenta detalhes da caracterização geométrica dos corpos-de-prova curvos.

Figura 6.4 - Dispositivos de extremidade para os CPs curvos.



(a) Dispositivos de extremidade

(b) CP curvo

Fonte: próprio autor.

Os ensaios de tração direta foram executados no Núcleo de Ensaios de Materiais e Análise de Falhas (NEMAF) do Departamento de Engenharia de Materiais da EESC-USP, utilizando a máquina universal de ensaios EMIC, modelo DL 10000, de capacidade 100 kN, a uma taxa de 2 mm/s. A Figura 6.5 mostra o ensaio efetuado com os corpos-de-prova planos e curvos.

Figura 6.5 - Ensaio de tração direta.



(a) Ensaio com CP plano

Fonte: próprio autor.

(b) Ensaio com CP curvo

Apesar dos CPs das regiões curvas não possuírem uma seção transversal reduzida que induza a falha em uma região específica, a falha observada nas amostras curvas ocorreu no comprimento livre do corpo-de-prova. A Figura 6.6 mostra que nenhuma falha ocorreu na região dos dispositivos de extremidade.

Figura 6.6 - Corpos-de-prova curvos após fratura.



Fonte: próprio autor.

Para a mensuração do alongamento, duas abordagens da A370-17 foram utilizadas. A primeira, chamada aqui de “gráfica”, trata-se da deformação plástica do instante da ruptura obtida a partir do diagrama tensão-deformação ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) do ensaio. Segundo a A370-17, o alongamento na

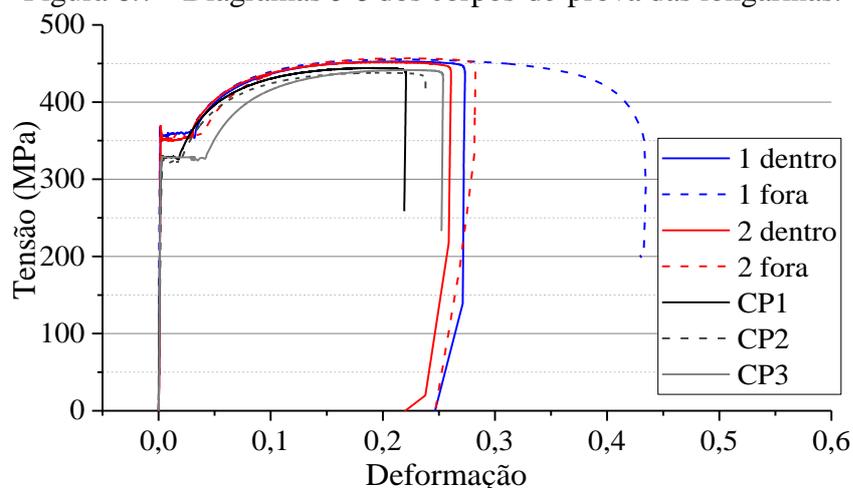
fratura é definido como o alongamento medido imediatamente antes da diminuição repentina da força associada à fratura. Para muitos materiais dúcteis que não exibem uma diminuição repentina na força, o alongamento na fratura pode ser considerado como a tensão medida imediatamente antes do instante em que força reduz abaixo de 10% da força máxima encontrada durante o teste (A370-17).

Na segunda abordagem da A370-17, aqui denominada como “manual”, as extremidades da amostra fraturada são encaixadas cuidadosamente e a distância entre as marcas efetuadas previamente nos CPs (com comprimento inicial de 50 mm) são medidas. Apesar de ambos serem válidos, a A370-17 alerta que, devido à falta de precisão no encaixe das extremidades fraturadas, o alongamento após a fratura usando os métodos manuais pode diferir do alongamento na fratura determinado com extensômetros. A Tabela 6.1 resume os resultados para as propriedades do material das longarinas e colunas enquanto as Figuras 6.7 e 6.8 mostram as curvas convencionais  $\sigma$ - $\epsilon$  (“*engineering curves*”) para as longarinas e colunas, respectivamente.

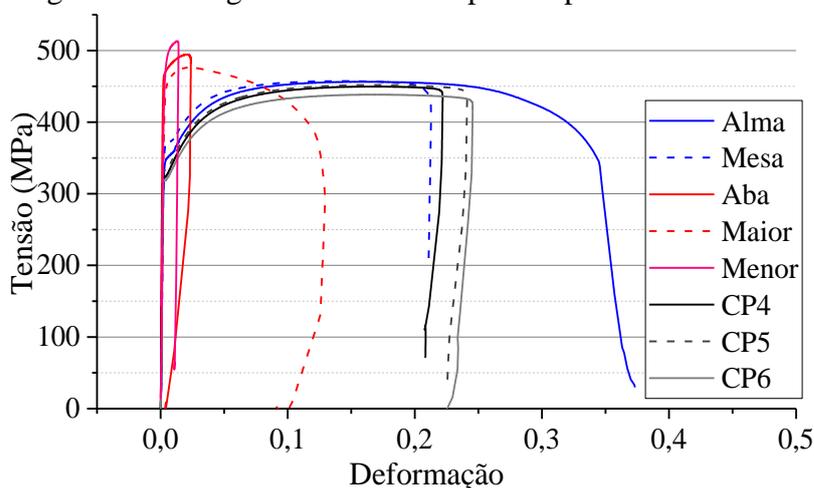
Tabela 6.1 - Resultados do ensaio de tração direta.

Corpo-de-prova		Alongamento		$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	Valores médios		
		Gráfica	Manual			$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	
Longarina	Aço Virgem	CP1	21,85%	30,94%	328,71	444,31		
		CP2	23,46%	31,70%	323,19	438,21	326,34	441,42
		CP3	25,14%	30,18%	327,10	441,73		
	CPs planos	1 dentro	23,59%	33,60%	358,36	452,75		
		1 fora	40,73%	38,62%	351,21	455,55		
		2 dentro	25,80%	31,96%	351,39	451,86	354,25	454,29
		2 fora	28,04%	35,26%	356,04	456,98		
<i>Aumento em relação ao aço virgem</i>						8,55%	2,92%	
Coluna	Aço Virgem	CP4	22,00%	31,74%	323,68	449,87		
		CP5	23,95%	33,02%	333,83	452,06	325,30	446,80
		CP6	24,40%	36,26%	318,38	438,48		
	CPs planos	Alma	30,87%	31,26%	346,87	456,45	357,12	456,97
		Mesa	21,06%	27,50%	367,36	457,49		
	<i>Aumento em relação ao aço virgem</i>						9,78%	2,28%
	CPs curvos	Aba	2,17%	-	471,01	494,41		
Maior		9,68%	-	446,47	476,49	466,89	494,59	
Menor		1,15%	-	483,20	512,87			
<i>Aumento em relação ao aço virgem</i>						43,53%	10,70%	
<i>Aumento em relação aos CPs planos</i>						30,74%	8,23%	

Fonte: próprio autor.

Figura 6.7 - Diagramas  $\sigma$ - $\epsilon$  dos corpos-de-prova das longarinas.

Fonte: próprio autor.

Figura 6.8 - Diagramas  $\sigma$ - $\epsilon$  dos corpos-de-prova das colunas.

Fonte: próprio autor.

A Tabela 6.1 mostra que todos os resultados foram, como esperado, superiores aos valores nominais do aço CIVIL 300 utilizado ( $f_y = 300$  MPa e  $f_u = 400$  MPa). Como referência para os resultados dos corpo-de-prova curvos utilizou-se as previsões da ANSI/AISI S100:2020, como mostra a Equação (58).

$$f_{yc} = \frac{B_c f_{yv}}{\left(\frac{R}{t}\right)^m} \quad (58)$$

Na Equação (58), a previsão de resistência ao escoamento das curvas ( $f_{yc}$ ) é obtida por meio da resistência ao escoamento do aço virgem ( $f_{yv}$ ); do raio interno da curva ( $R$ ); da espessura da seção transversal ( $t$ ) e dos parâmetros  $B_c$  e  $m$  dados pelas Equações (59) e (60), respectivamente:

$$B_c = 3,69 \left( \frac{f_{uv}}{f_{yv}} \right) - 0,819 \left( \frac{f_{uv}}{f_{yv}} \right)^2 - 1,79 \quad (59)$$

$$m = 0,192 \left( \frac{f_{uv}}{f_{yv}} \right) - 0,068 \quad (60)$$

Nas Equações (59) e (60),  $f_{uv}$  é a resistência à ruptura do aço virgem. Utilizando os valores nominais das colunas para  $f_{yv}$  e  $f_{uv}$ , obtém-se  $f_{yc}$  igual a 572,10 MPa a partir da Equação (58) – valor cerca de 12% superior ao máximo valor obtido para a resistência ao escoamento, no caso, para o CP alinhado com o furo menor. Como cada dobra analisada na Tabela 6.1 é oriunda de uma sequência de processos de fabricação diferente, é esperado que tanto os valores de resistência ao escoamento como os de ruptura sejam diferentes. A comparação dos resultados experimentais com a previsão do AISI mostra a importância de se avaliar experimentalmente o efeito do trabalho a frio para que este efeito não seja majorado. Além disso, como esperado, além do aumento significativo das resistências ao escoamento e à ruptura, os corpos-de-prova curvos apresentam uma perda elevada na ductilidade do material.

Tendo em vista o conhecimento das resistências ao escoamento das áreas planas e curvas, a ANSI/AISI S100:2020 prevê o cálculo de uma resistência ao escoamento média que possa ser aplicada em toda a seção e que considere os efeitos do trabalho a frio. Trata-se da resistência ao escoamento modificada ( $f_{ya}$ ), uma média ponderada entre os valores de resistência ao escoamento obtidos dos CPs curvos e planos ( $f_{yc}$  e  $f_{yf}$ , respectivamente), como mostra a Equação (61).

$$f_{ya} = C f_{yc} + (1 - C) f_{yf} \leq f_{uv} \quad (61)$$

Na Equação (61), a média ponderada é efetuada em termos de uma relação de áreas definida pelo parâmetro  $C$ , como mostra a Equação (62).

$$C = \frac{A_{curvas}}{A_g} \quad (62)$$

A Equação (62) mostra que o parâmetro  $C$  relaciona a área total das curvas ( $A_{curvas}$ ) com a área bruta da seção transversal ( $A_g$ ). No caso, tendo em vista que o enrijecedor da alma da coluna mostra-se sutil em comparação às demais curvas, ele não foi contabilizado em  $A_{curvas}$ . Sendo assim, com  $C$  igual a 0,0837 e utilizando os valores médios dos CPs curvos e planos para  $f_{yc}$  e  $f_{yf}$ , respectivamente, obtém-se  $f_{ya}$  igual a 366,30 MPa.

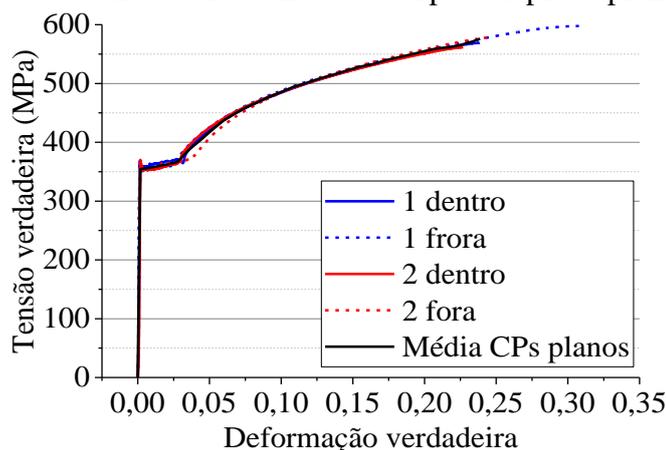
Por fim, a determinação das curvas  $\sigma$ - $\varepsilon$  verdadeiras dos materiais foi efetuada para sua posterior aplicação nas análises avançadas descritas no Capítulo 7. A correção nos valores de tensão e deformação foram efetuados segundo as Equações (63) e (64).

$$\sigma_t = \sigma_e(1 + \varepsilon_e) \quad (63)$$

$$\varepsilon_t = \ln(1 + \varepsilon_e) \quad (64)$$

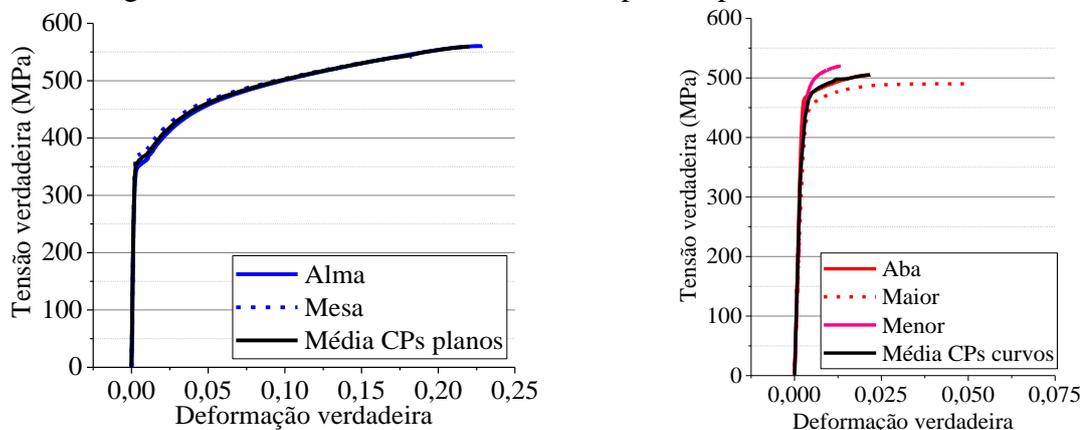
Nas Equações (63) e (64),  $\sigma_t$  e  $\varepsilon_t$  são a tensão e deformação verdadeiras enquanto que  $\sigma_e$  e  $\varepsilon_e$  são a tensão e deformação de engenharia apresentadas nas Figuras 6.7 e 6.8 para as longarinas e colunas, respectivamente. A Figura 6.9 e a Figura 6.10 mostram as curvas verdadeiras obtidas para os CPs das colunas e das longarinas, respectivamente. Além disso, são apresentadas curvas médias referentes aos CPs planos das longarinas, curvos e planos das colunas.

Figura 6.9 - Curvas verdadeiras dos corpos-de-prova planos da longarina.



Fonte: próprio autor.

Figura 6.10 - Curvas verdadeiras dos corpos-de-prova das colunas.



(a) Análise dos CPs planos

(b) Análise dos CPs curvos

Fonte: próprio autor.

A Tabela 6.2 resume as características das curvas médias mostradas nas Figuras 6.9 e 6.10.

Tabela 6.2 - Resultados das curvas médias.

<b>Curva média</b>	<b><math>E</math> (MPa)</b>	<b><math>f_y</math> (MPa)</b>
CP longarinas	207280,71	354,25
CPs planos colunas	199119,43	357,12
CPs curvos colunas	204934,81	466,89

Fonte: próprio autor.

Os resultados apresentados na Tabela 6.2 juntamente com as curvas médias mostradas nas Figuras 6.9 e 6.10 permitem caracterizar adequadamente as análises avançadas do Capítulo 7. Por outro lado, o valor  $f_{ya}$  igual a 366,30 MPa é empregado nas análises estruturais referentes aos métodos da análise direta e do comprimento efetivo de flambagem.

### 6.1.2 Imperfeições geométricas iniciais

O conhecimento real e preciso da geometria dos elementos estruturais mostra-se fundamental para seu correto entendimento mecânico. Neste sentido, foi desenvolvido um novo método óptico-mecânico de medição que permite a reconstrução tridimensional das barras dos racks a fim de se obter, com precisão e acurácia, a real configuração imperfeita das barras ensaiadas no presente estudo. Tal método consta, atualmente, em atual objeto de patente de invenção.

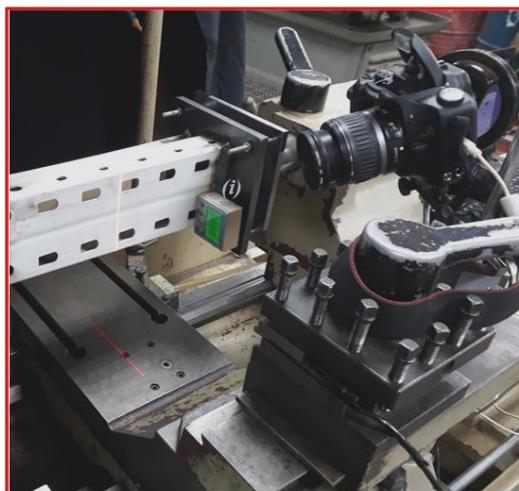
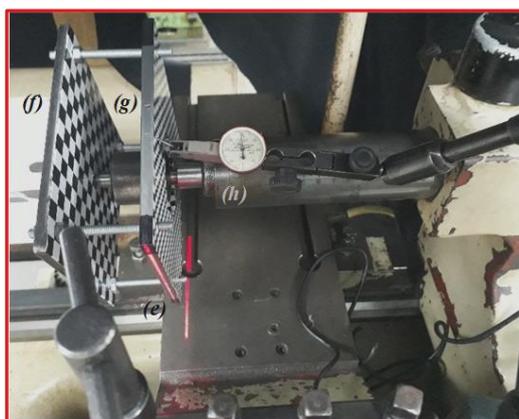
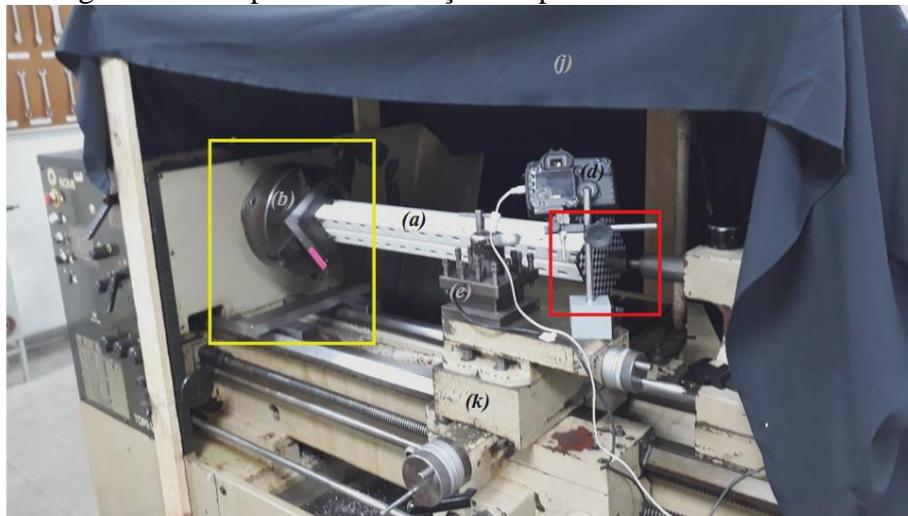
Neste contexto, a presente seção apresenta os principais aspectos do método de medição proposto tal como os principais processos de tratamento de imagem desenvolvidos em Phyton por meio de ferramentas do OpenCV. Por fim, são apresentadas análises dos resultados com base na Teoria Generalizada de Vigas (GBT).

#### 6.1.2.1 Método de medição óptico-mecânico

O método óptico-mecânico de medição proposto foi aplicado a um torno mecânico do Laboratório de Processos de Fabricação LAMAFE da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo como mostra a Figura 6.11. O torno mecânico foi a ferramenta adotada para a aplicação do método de medição tridimensional por permitir o giro da peça

medida por meio do uso da castanha (*b*) como também a varredura longitudinal da peça por meio do movimento permitido pelo carro longitudinal (*k*).

Figura 6.11 - Aparato de medição acoplado ao torno mecânico.



Legenda:

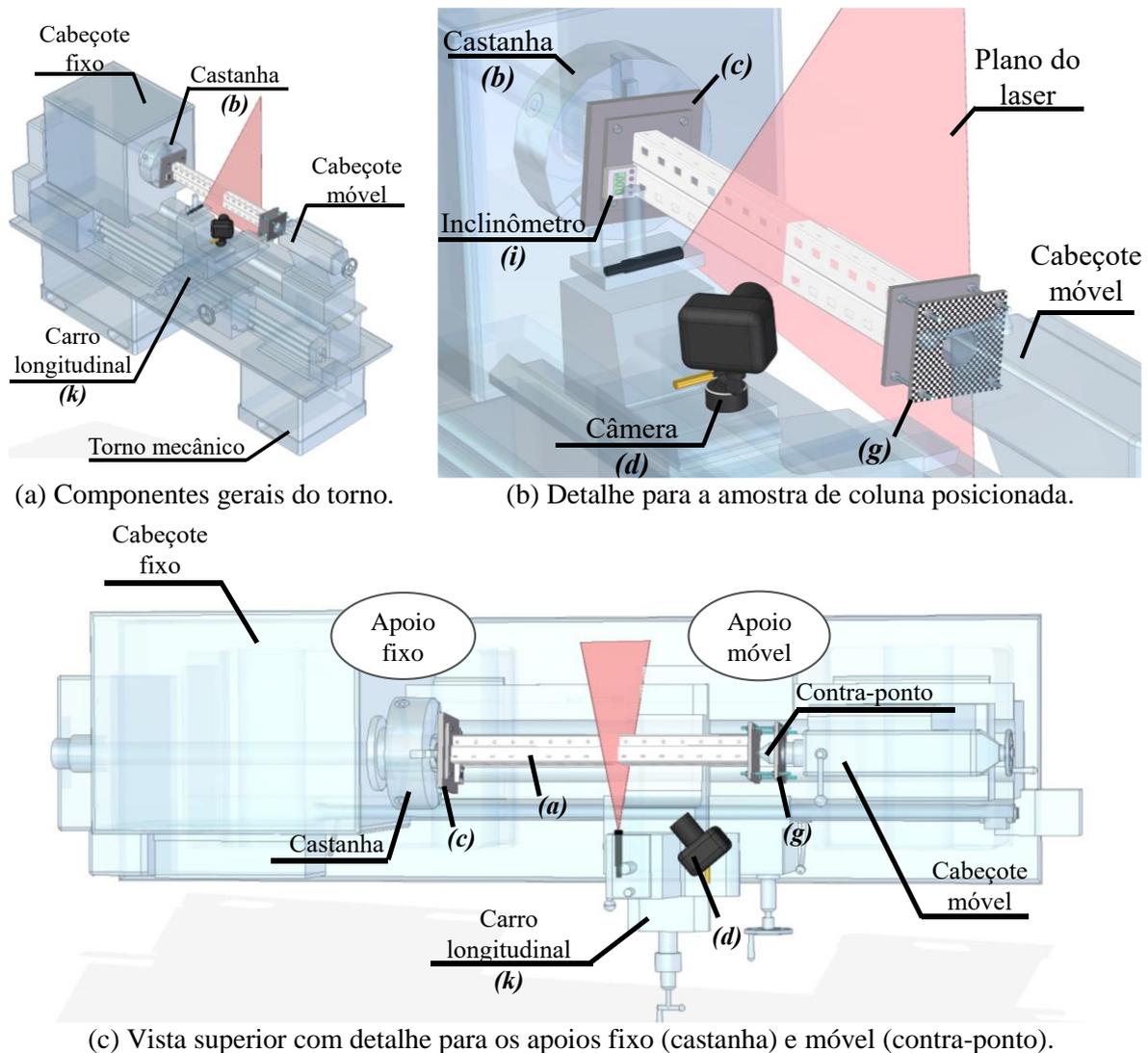
- a* - Barra medida soldada às chapas de topo com perfurações para fixação no torno e furo de centro
- b* - Castanha do torno mecânico
- c* - Dispositivo de fixação à castanha
- d* - Câmera fotográfica
- e* - Fixação do laser linha / laser no padrão de referência
- f* - Chapa de topo inferior com padrão quadriculado
- g* - Chapa extra de correção de perspectiva com padrão quadriculado (padrão de referência)
- h* - Relógio apalpador
- i* - Inclinômetro
- j* - Pano preto
- k* - Carrinho de movimento horizontal

Fonte: próprio autor.

A Figura 6.12 apresenta esquematicamente os principais componentes do aparato de medição posicionado no torno mecânico. Ao torno, são posicionados, basicamente, a barra a ser medida e um sistema óptico composto por uma câmera digital Canon EOS 30D e um laser

de luz vermelha (potência de 5 mW e comprimento de onda igual a 650 nm). Como mostram as Figuras 6.11 e 6.12, a metodologia do ensaio prevê que a peça mensurada esteja soldada em ambas as extremidades de forma que as chapas de topo permitam a correta fixação da barra ao torno. Na extremidade à esquerda, é efetuada a fixação à castanha do torno por meio do dispositivo (c). A fixação da chapa de topo ao dispositivo foi efetuada por 4 parafusos. Na extremidade à direita, a peça é apoiada por meio do contra-ponto do torno. Esta vinculação permite apenas a rotação da peça em torno do seu eixo. Assim, a Figura 6.12c esclarece que o esquema estático adotado prevê um apoio fixo à esquerda (castanha) e um móvel à direita (contra-ponto) da barra.

Figura 6.12 – Detalhes do aparato de medição.



Fonte: próprio autor.

Na Figura 6.11 é possível observar que a chapa de topo à direita também apresenta 4 furos, além de um furo de centro que permite o posicionamento da barra no contra-ponto. Estes furos são

previstos para que, caso a ortogonalidade da amostra ensaiada em relação à chapa de topo não seja mantida (devido ao processo de soldagem), seja possível efetuar a correção da perspectiva por meio de um padrão quadriculado de fato ortogonal ao eixo de rotação do torno. O padrão (*g*) é, então, verificado por meio de um relógio apalpador (*h*), como mostrou a Figura 6.11.

Após a fixação da amostra a ser medida no torno mecânico e o nivelamento do padrão quadriculado (*f* ou *g*), foi efetuado o posicionamento do sistema óptico. Composto por uma câmera e um laser, o sistema óptico foi posicionado de forma que o plano do laser fosse coplanar ao padrão de referência (*f* ou *g*) e a câmera pudesse visualizar todo o padrão, em diversas rotações. Definidas as posições relativas laser-câmera e câmera-amostra, estas posições não são alteradas em todo o processo de medição. Montado o aparato mostrado nas Figuras 6.11 e 6.12, o seguinte passo a passo foi seguido:

**Etapa I.** O padrão quadriculado foi fotografado, na posição inicial, por no mínimo 2 fotos. As seguintes configurações foram utilizadas para a captura do padrão quadriculado: lente com distância focal igual a 18 mm e abertura igual a  $f/22$ , e câmera com ISO 100, velocidade do obturador igual a  $1/4$  s, e uso do *flash*. Esta etapa é referente à obtenção das imagens para promover a correção da perspectiva das imagens fotográficas obtidas durante o ensaio.

**Etapa II.** O padrão foi novamente fotografado, porém, agora, em várias rotações (no mínimo 3) para permitir a determinação do ponto de giro das imagens capturadas durante o ensaio. Por meio da identificação de um mesmo pixel em no mínimo 3 imagens fotográficas do mesmo objeto com rotações distintas (conhecidas por meio do inclinômetro digital (*i*)), foi possível obter o centro de rotação das imagens capturadas. Para facilitar a identificação de um mesmo pixel em todas as imagens, foram posicionados pontos de referência coloridos dispersos no plano de referência. As mesmas configurações de lente e câmera utilizadas na etapa I foram adotadas na etapa II.

**Etapa III.** Trata-se da etapa de captura de imagens da amostra ensaiada. O carro longitudinal foi acionado manualmente para a análise da seção transversal desejada. Para cada seção transversal, foram efetuadas fotografias em todas as posições angulares desejadas e posteriormente o carro foi transladado para a próxima seção transversal. A rotação da peça foi efetuada rotacionando-se, manualmente, a castanha do torno (o torno mecânico foi mantido desligado durante todo o processo). O registro da angulação de cada imagem capturada foi efetuado, manualmente, com o auxílio do inclinômetro digital (*i*). As seguintes configurações foram

utilizadas para a captura das seções transversais: lente com distância focal igual a 18 mm e abertura igual a  $f/22$ , e câmera com ISO 100, velocidade do obturador igual a  $1/10$  s, e sem uso do *flash*.

Como base nas orientações da etapa III, nota-se que as imagens da amostra de coluna registradas por meio da metodologia proposta registram apenas o laser refletido na peça medida. Isto é, o método de medição prevê que todos os demais pixels tenham intensidade de iluminação reduzida. Por conta disso, na etapa III, são utilizadas configurações de câmera cuja abertura da lente seja mínima e a velocidade do obturador máxima. No caso, ainda foi necessário o uso de anteparos (j) para reduzir a luz ambiente, como mostrado na Figura 6.11. A Figura 6.13 mostra a seção transversal do perfil apresentado na Figura 6.11 fotografado em duas posições angulares distintas ( $0^\circ$  e  $130^\circ$ ). Ao fim do processo de medição, obtém-se, portanto, um conjunto de imagens semelhantes às da Figura 6.13, que, após tratadas e combinadas, permitem a reconstrução do perfil medido.

Figura 6.13 – Imagens da coluna obtidas na etapa III nas posições angulares  $0^\circ$  e  $130^\circ$ .



(a) Medição efetuada na posição  $0^\circ$ .

(b) Medição efetuada na posição  $-130^\circ$ .

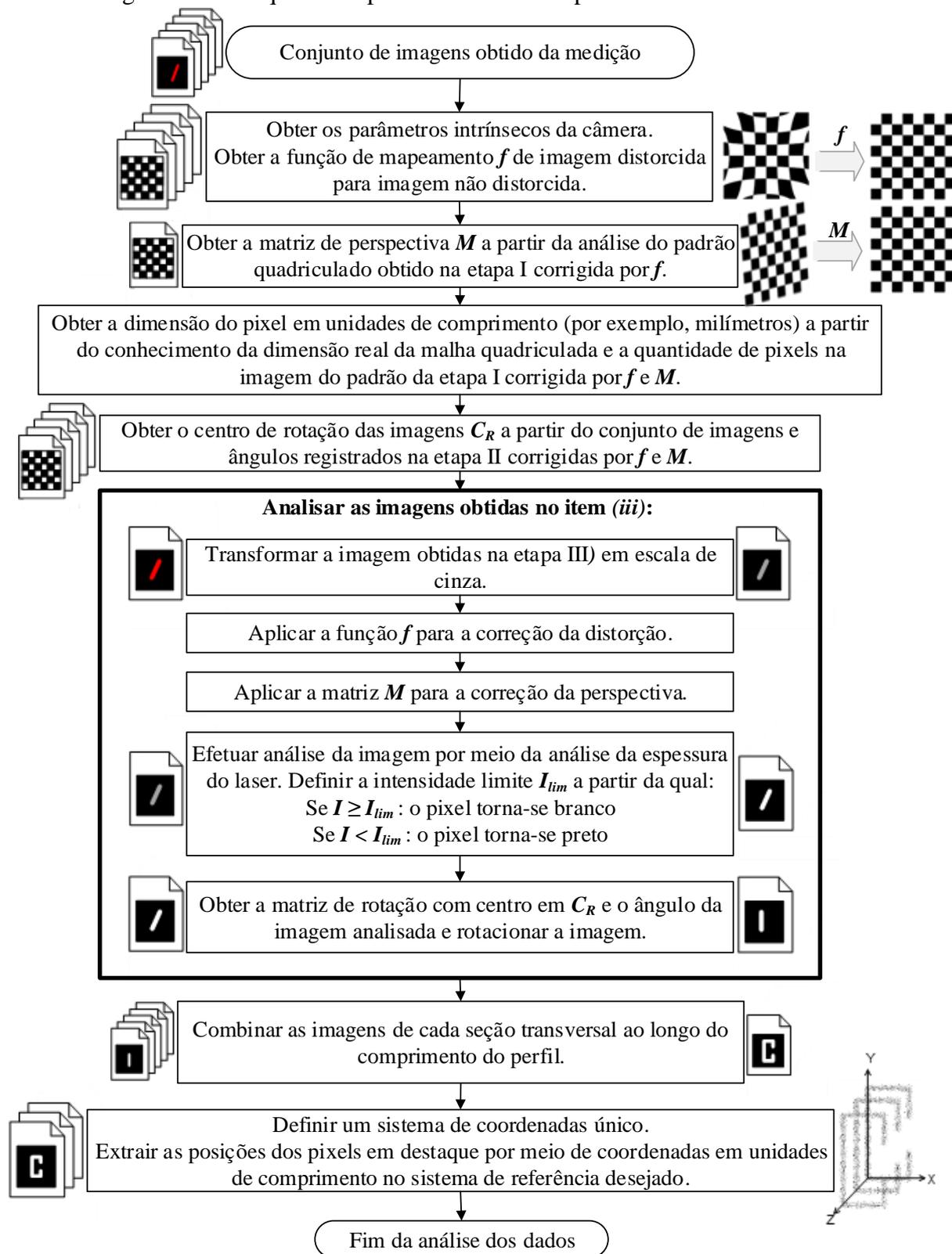
Fonte: próprio autor.

Após a coleta das imagens, uma sequência de processos é efetuada para enfim obter a nuvem de pontos que caracteriza as seções transversais mensuradas, como mostra Figura 6.14. Configurando como uma etapa única e preliminar, a Figura 6.14 apresenta como primeiro processo, a captura de imagens para permitir a calibração da câmera utilizada. Tal processo de calibração utiliza novamente padrões quadriculados (não necessariamente os mesmos que utilizados na etapa I e II descritas anteriormente) para corrigir as distorções de cada imagem.

Os principais tipos de distorção presentes em uma imagem fotográfica são a distorção radial e tangencial. Devido à distorção radial, as linhas retas aparecerem curvas e seu efeito é maior à medida que o observador se afasta do centro da imagem. Já a distorção tangencial ocorre porque a lente de obtenção da imagem não está alinhada de forma perfeitamente paralela ao plano da imagem. Portanto, algumas áreas na imagem podem parecer mais próximas do que o esperado. De forma simplificada, os efeitos de distorção de uma imagem podem ser corrigidos a partir do conhecimento dos parâmetros intrínsecos da câmera, reunidos por meio da matriz da câmera ( $A$ ) e

do vetor de coeficientes de distorção. O Apêndice B apresenta os resultados da matriz da câmera (A) e do vetor de coeficientes de distorção utilizados no presente estudo.

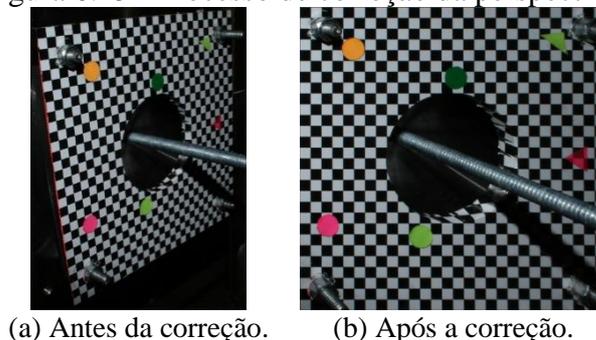
Figura 6.14 - Esquema de processos efetuados para o tratamento dos dados.



Com base nos resultados da matriz da câmera e do vetor de distorção apresentados no Apêndice B, foi definida uma função de mapeamento  $f$  (da imagem distorcida para imagem não distorcida) para cada imagem capturada no processo de medição, seja de padrão de referência ou do perfil. Tal função trata-se de uma matriz otimizada do OpenCV que é função dos parâmetros intrínsecos e da resolução de cada imagem.

Em virtude da montagem do sistema óptico no torno mecânico, todas as imagens obtidas durante o processo de medição apresentado nas Figuras 6.11 e 6.12 são capturadas em perspectiva. Desta forma, os dados de posição e dimensão métrica de cada pixel não podem ser obtidos diretamente. Assim, com as imagens já corrigidas por  $f$ , a matriz  $M$  de correção da perspectiva foi determinada. A matriz  $M$  é obtida pela transformação da imagem em perspectiva de um padrão geométrico de dimensões conhecidas em uma imagem bidimensional sem efeitos de perspectiva, como mostra a Figura 6.15. Após as correções promovidas por  $f$  e  $M$ , é possível recuperar informações de dimensão e posição das imagens capturadas. A dimensão métrica, no caso milímetros, de cada pixel foi determinada a partir do conhecimento da dimensão real da malha quadriculada do padrão ( $g$ ) e de sua dimensão em pixels nas imagens corrigidas.

Figura 6.15 - Processo de correção da perspectiva.



Fonte: próprio autor.

Como comentado, a escolha do torno mecânico para a aplicação do método de medição foi devido à sua acurácia tanto nos movimentos de translação ao longo do eixo da barra quanto de rotação. Todavia, apesar de conhecido o centro de rotação físico do problema (o centro de rotação do torno), é necessário obter a posição deste centro nas imagens capturadas ( $C_R$ ). Este processo foi efetuado capturando-se imagens do padrão de referência ( $g$ ) em diversas posições angulares conhecidas. E, do conhecimento da posição de um mesmo pixel em todas elas (escolhido a partir dos pontos coloridos mostrados na Figura 6.15), foi possível obter o centro de rotação das imagens. No presente estudo, em todas as medições foram utilizadas 13 imagens para a obtenção do centro de rotação nas seguintes posições angulares:  $0^\circ$ ,  $-30^\circ$ ,  $-60^\circ$ ,  $-90^\circ$ ,  $-120^\circ$ ,  $-150^\circ$ ,  $-180^\circ$ ,  $150^\circ$ ,  $120^\circ$ ,  $90^\circ$ ,  $60^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $0^\circ$ .

A partir do conhecimento de  $f$ ,  $M$  e  $C_R$ , inicia-se o processo de tratamento das imagens referentes à etapa III. A Figura 6.14 mostra que, primeiramente, a imagem fotográfica em que apenas a reflexão do laser no perfil medido é visível (Figura 6.13) é transformada em escala de cinza para a aplicação das funções  $f$  e  $M$ . Com a imagem em escala de cinza corrigida, foi efetuado o tratamento da espessura do laser para a definição de quais pixels são responsáveis pela caracterização do perfil e quais não, i.e., quais são ruído, por exemplo. Somente os pixels que caracterizam o perfil são destacados, por exemplo, tornando-se brancos, enquanto que os demais tornam-se pretos. Detalhes da determinação da espessura da lâmina de laser refletida e do critério adotado para definir os pixels de interesse são apresentados no Apêndice B.

A partir da imagem contendo apenas os pixels de interesse, efetua-se a rotação da imagem com o ângulo registrado na etapa III com o centro  $C_R$ . Tratadas todas as imagens que caracterizam uma mesma seção transversal, tais imagens foram combinadas para compor a seção transversal de interesse. Após a composição de todas as seções transversais, foi definido um sistema global de referência na primeira seção transversal. Por meio deste sistema, é possível obter as coordenadas em milímetros de cada pixel de interesse da seção transversal analisada. Este sistema de referência é o mesmo utilizado tanto nos ensaios das seções 6.2 e 6.3 quanto nas análises numéricas da seção 7.3.

Com base na nuvem de pontos gerada, não somente as dimensões tridimensionais do perfil podem ser obtidas, como também análises mais complexas podem ser efetuadas. No presente estudo, são efetuadas análises com base na Teoria Generalizada de Vigas (GBT), como mostrado nas próximas seções, como também são definidos os modelos numéricos apresentados na seção 7.2.2.

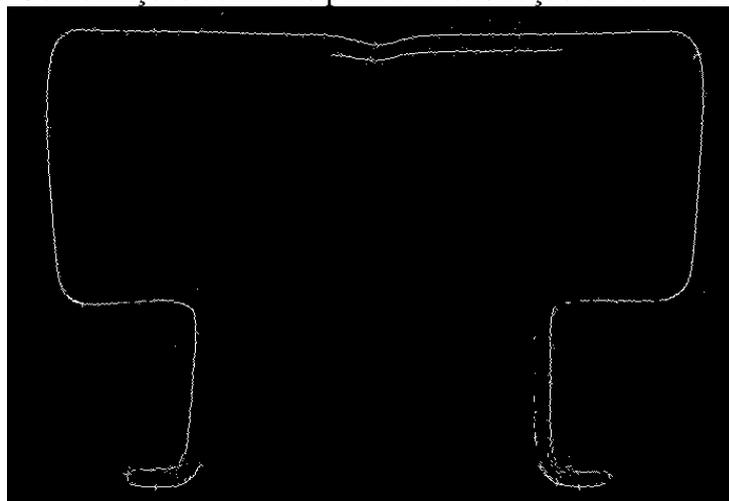
A exatidão e precisão da técnica de medição adotada foram atestada por meio de um processo de calibração indireta efetuado comparando-se os resultados da técnica proposta com os resultados de medição obtidos por uma máquina de medição por coordenadas (MMC) do Laboratório de Metrologia da Escola de Engenharia de São Carlos. Desta comparação, para o padrão 150x150 mm utilizado no presente estudo, foram obtidos os erros e incertezas na ordem de milésimos e décimos de milímetros, respectivamente e, os erros e incertezas na ordem de milésimos e décimos de graus, respectivamente. Detalhes do processo de validação são apresentados no Apêndice C.

### 6.1.2.2 Definição das amostras

A escolha dos ângulos que definem cada posição fotografada do perfil não é uma tarefa trivial. Vários fatores interferem nesta escolha, dentre eles: tipo de laser, tipo de câmera, tipo de perfil medido, posicionamento relativo da câmera e do perfil, posicionamento relativo da câmera e do laser.

A fim de guiar esta escolha, um estudo paramétrico foi efetuado a fim de detectar quais as posições angulares mais favoráveis para a reconstrução completa da seção da coluna do presente estudo. Foram avaliadas 16 posições definidas pelos ângulos: 0°, 15°, 45°, 60°, 90°, 105°, 135°, 150°, 180°, 195°, 225°, 240°, 270°, 285°, 315°, 330°. Com base nestas posições, 8008 combinações foram efetuadas considerando, em cada combinação, apenas 6 posições angulares diferentes. A Figura 6.16 mostra a combinação que melhor recuperou a seção transversal da coluna.

Figura 6.16 - Combinações definidas para a reconstrução da coluna e da longarina.



**Combinação [0°, 60°, 105°, 180°, 225°, 270°]**

Fonte: próprio autor.

A combinação mostrada na Figura 6.16 foi aplicada para a medição tridimensional das colunas de 300 a 2400 mm de comprimento utilizadas nas análises experimentais do presente estudo – amostras de comprimento superior a 2400 mm não foram medidas por limitação do barramento do torno mecânico utilizado. Além de recuperar por completo o perímetro externo das seções transversais, a combinação adotada (Figura 6.16) ainda recupera, em parte, o perímetro interno do perfil, permitindo, por exemplo, a determinação da espessura da coluna. A Tabela 6.3 mostra as 24 colunas mensuradas como também a nomenclatura atribuída a elas durante a medição e nos ensaios posteriormente apresentados nas seções 6.2 e 6.3.

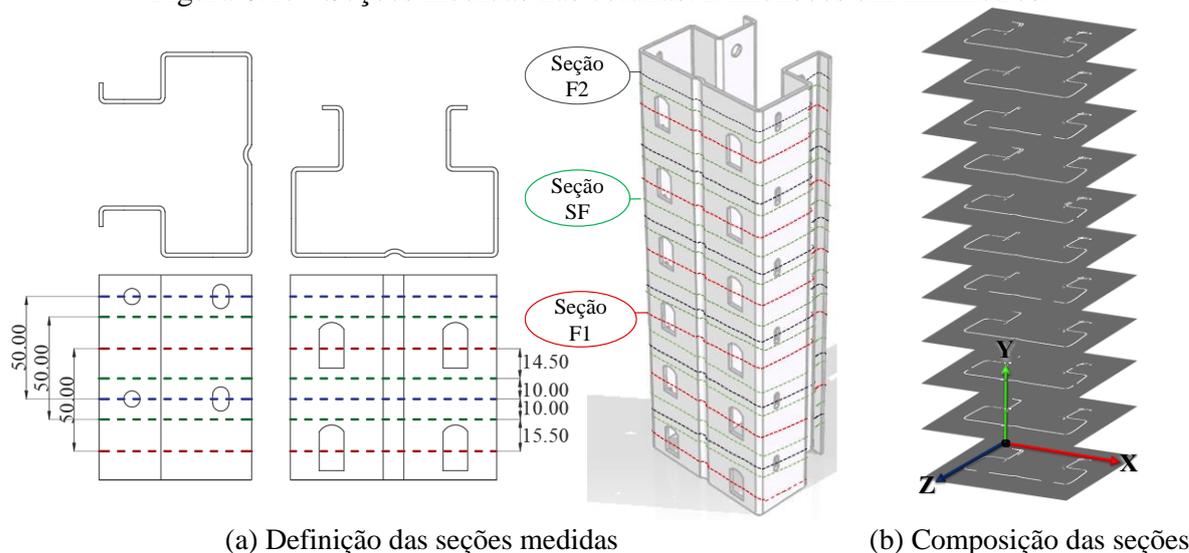
Tabela 6.3 - Relação de colunas medidas.

Colunas do ensaio de compressão			Colunas do ensaio de flexão		
Amostra (Seção 6.2)	Amostra medição	Comprimento (mm)	Amostra (Seção 6.3)	Amostra medição	Comprimento (mm)
C300-1	n40	300	C800-1	n49	800
C300-2	n41	300	C800-2	n48	800
C300-3	n44	300	C800-3	n50	800
C600-1	n60	600	C800-4	n59	800
C600-2	n42	600	C800-5	n51	800
C600-3	n43	600	C800-6	n52	800
C1200-1	n47	1200	C1400-1	n53	1400
C1200-2	n70	1200	C1400-2	n55	1400
C1200-3	n71	1200	C1400-3	n56	1400
C2400-1	n69	2400	C1400-4	n57	1400
C2400-2	n67	2400	C1400-5	n54	1400
C2400-3	n68	2400	C1400-6	n58	1400

Fonte: próprio autor.

As colunas da Tabela 6.3 de comprimento até 1400 mm foram medidas ao longo de todo o comprimento da barra com a discretização mostrada na Figura 6.17. Foram definidas 3 seções transversais típicas para as colunas: seção F1 referente à seção que contém o furo da alma; F2 é a seção que contém os furos das mesas e por fim as seções sem furos (SF). A composição das medições das seções SF, F1 e F2 ao longo do comprimento da coluna permite sua reconstrução tridimensional como mostra a Figura 6.17.

Figura 6.17 - Seções medidas nas colunas. Dimensões em milímetros.



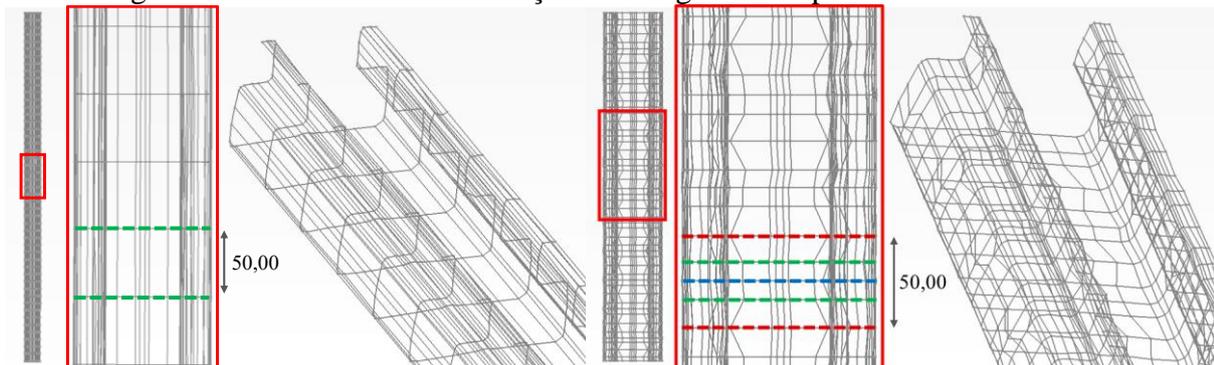
Fonte: próprio autor.

Enquanto a discretização das colunas de comprimento até 1400 mm foi definida por seções transversais defasadas de 10 a 15,50 mm (Figura 6.17), para as colunas de 2400 mm foi efetuada a medição apenas das seção sem furos (SF). Desta forma, para as colunas de 2400 mm,

a discretização ao longo do comprimento foi de 50 mm. Tal diferença nas medições das colunas é refletida em uma diferença nos modelos numéricos definidos a partir das nuvens de pontos geradas.

Assumindo-se 50 nós para definir cada seção transversal para colunas curtas à longas (como será melhor discutido na próxima seção), a Figura 6.18 mostra o que a diferença na medição das colunas mais longas provoca na construção dos modelos numéricos.

Figura 6.18 - Resultado das medições ao longo do comprimento das colunas.



(a) Colunas de 2400 mm de comprimento.

(b) Colunas de até 1400 mm de comprimento.

Fonte: próprio autor.

Apesar da diferença de discretização mostrada na Figura 6.18, foram efetuadas adaptações aos modelos numéricos construídos a partir das nuvens de pontos n69, n67 e n68 de forma que os modelos MEF de colunas de 2400 mm de comprimentos fossem semelhantes às demais. Mais detalhes são apresentados na seção 7.2.2.1.

Por meio da discretização ao longo do comprimento das colunas, a nuvem de pontos obtida para cada seção transversal permite, assim, a completa caracterização das imperfeições geométricas das colunas utilizadas nos ensaios. Tal caracterização foi fundamental para a adequada interpretação dos resultados experimentais apresentados nas seções 6.2 e 6.3, como também para a definição dos modelos numéricos do Capítulo 7.

### 6.1.2.3 Análise das imperfeições

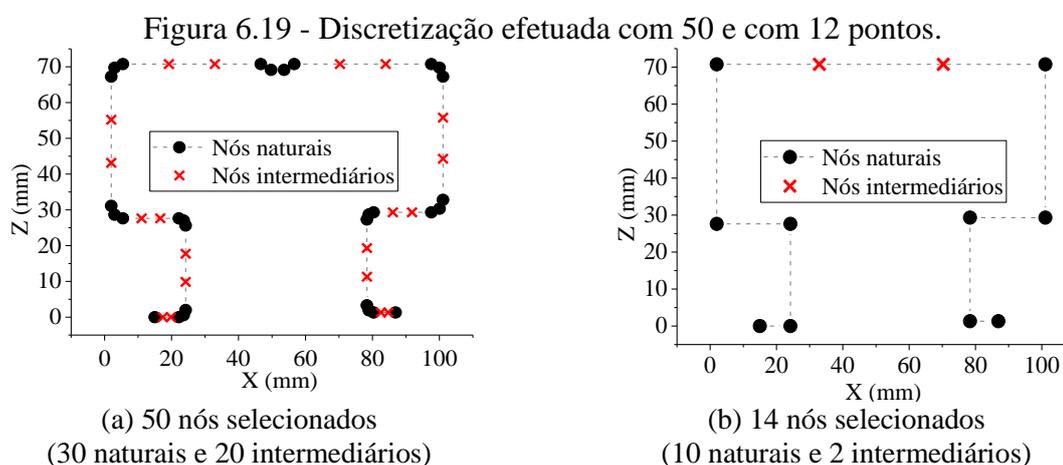
A partir da nuvem de pontos obtida para cada coluna, foi efetuada uma análise por meio do *software* Buckling Cracker (CAI, 2014) a fim de identificar os principais modos de imperfeição geométrica inicial característicos das colunas. Desenvolvido na Universidade Virginia Tech, Estados Unidos, o Buckling Cracker (CAI, 2014) trata-se de uma ferramenta desenvolvida no

*software* MATLAB, implementada em uma interface gráfica, que retorna a participação modal de uma estrutura dada a sua configuração deformada por meio de um campo de deslocamentos. O cálculo da participação modal é obtido por meio da Teoria Generalizada de Vigas (GBT) e o campo de deslocamentos utilizado no presente estudo é proveniente da técnica de medição tridimensional.

O Buckling Cracker (CAI, 2014) calcula as amplitudes modais assim como os fatores de participação modal de qualquer campo tridimensional de deslocamentos. Segundo Cai e Moen (2015), uma das principais vantagens do Buckling Cracker é uso de um único conjunto de funções de forma que pode ser utilizado para quaisquer condições de contorno e comprimento da estrutura analisada. No caso, tais funções de forma tratam-se dos modos de deformação GBT.

Para a utilização de tal ferramenta foi necessário escolher, dentre a nuvem de pontos obtida para cada seção transversal (Figura 6.16), os chamados nós naturais e intermediários. Na GBT, os nós naturais são os nós de extremidade de cada elemento da seção, i.e. são os nós que definem a geometria, enquanto que os intermediários são os nós discretizados entre os nós naturais. Nas análises por meio da GBT, foram consideradas somente s nuvens de pontos obtidas para as seções em furos (seções do tipo SF da Figura 6.17).

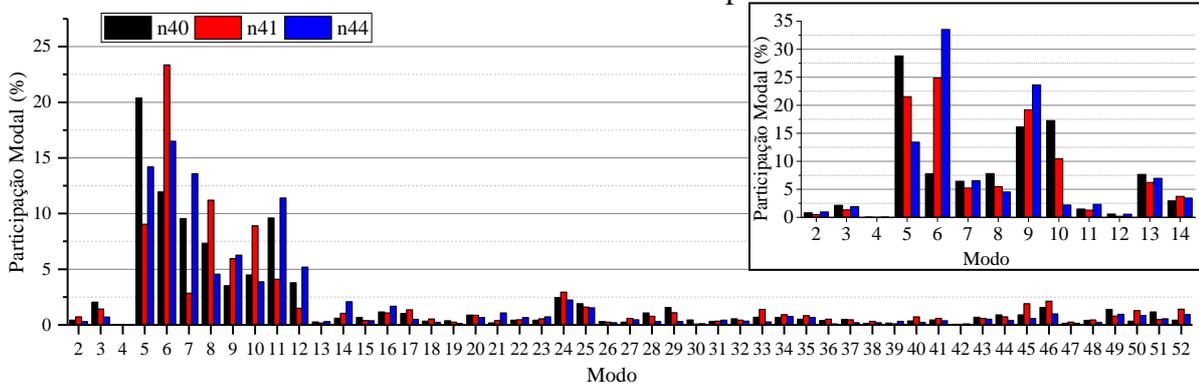
A Figura 6.19 mostra duas discretizações aplicadas às colunas para as análises por meio da Teoria Generalizada de Vigas. No modelo mais refinado, os 50 nós mostrados na Figura 6.19a definem 49 faixas finitas em que 30 nós são naturais e 20 intermediários. Por meio desta discretização, a configuração imperfeita de cada barra é tratada como a combinação linear de 52 modos de deformação GBT, i.e.,  $(n+2)$  modos, em que  $n$  é o número de nós discretizados (CAI; MOEN, 2015). Da mesma forma, as análises efetuadas com 12 nós (10 naturais e 2 intermediários), como mostra a Figura 6.19b, consideram apenas 14 modos de deformação GBT na combinação linear de cada deformada.



Fonte: próprio autor.

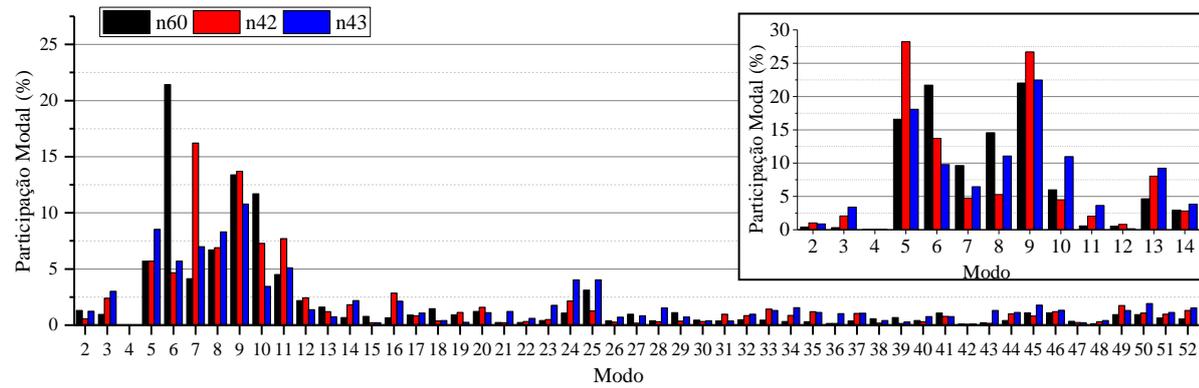
As Figuras 6.20 à 6.25 mostram as participações modais obtidas pelo Buckling Cracker para as colunas de comprimento 300, 600, 800, 1200, 1400 e 2400 mm obtidas para ambos os níveis de discretização da seção transversal mostrados na Figura 6.19.

Figura 6.20 - Análise das barras de 300 mm de comprimento com 50 pontos. Em destaque, análise efetuada com 12 pontos.



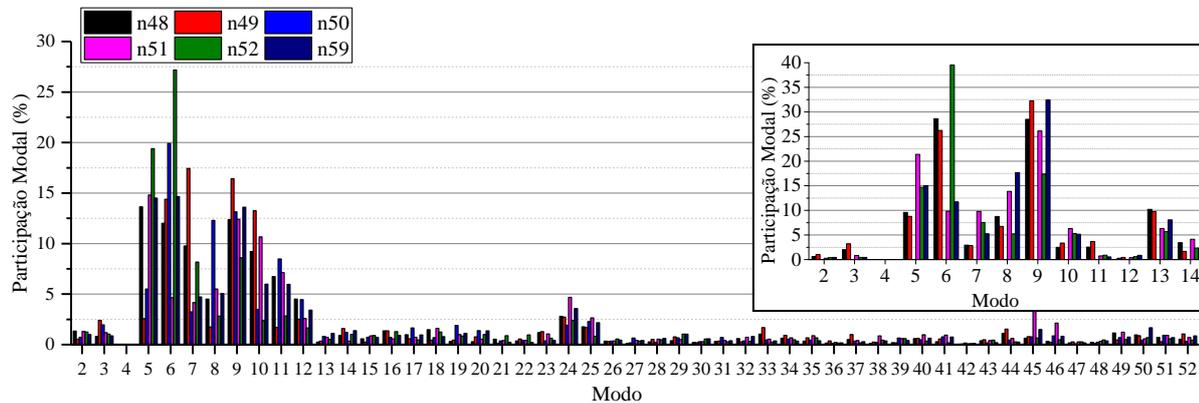
Fonte: próprio autor.

Figura 6.21 - Análise das barras de 600 mm de comprimento com 50 pontos. Em destaque, análise efetuada com 12 pontos.



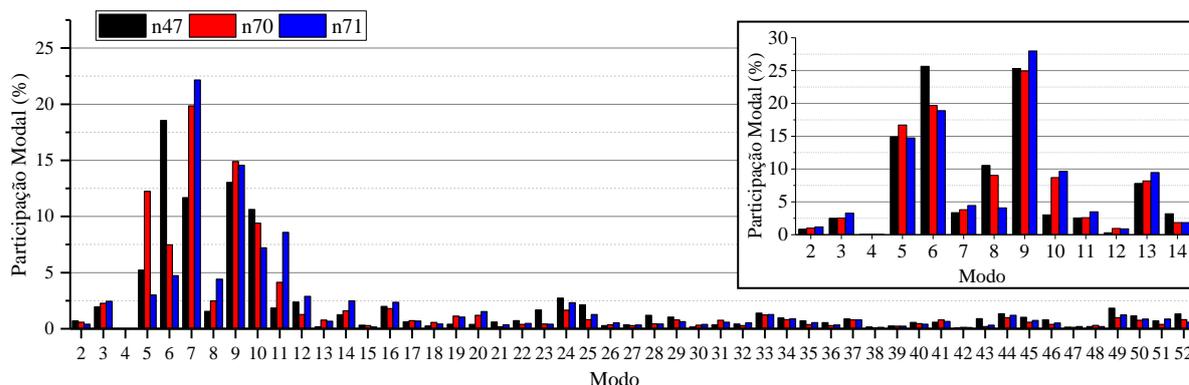
Fonte: próprio autor.

Figura 6.22 - Análise das barras de 800 mm de comprimento com 50 pontos. Em destaque, análise efetuada com 12 pontos.



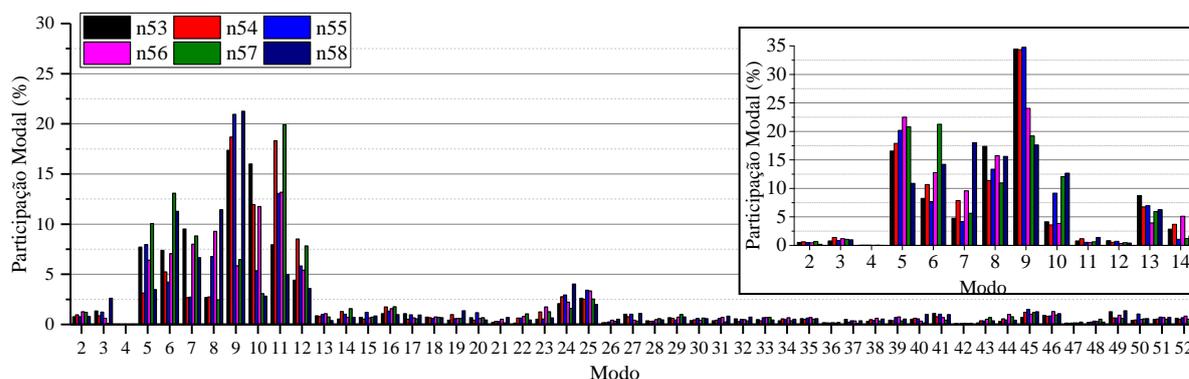
Fonte: próprio autor.

Figura 6.23 - Análise das barras de 1200 mm de comprimento com 50 pontos. Em destaque, análise efetuada com 12 pontos.



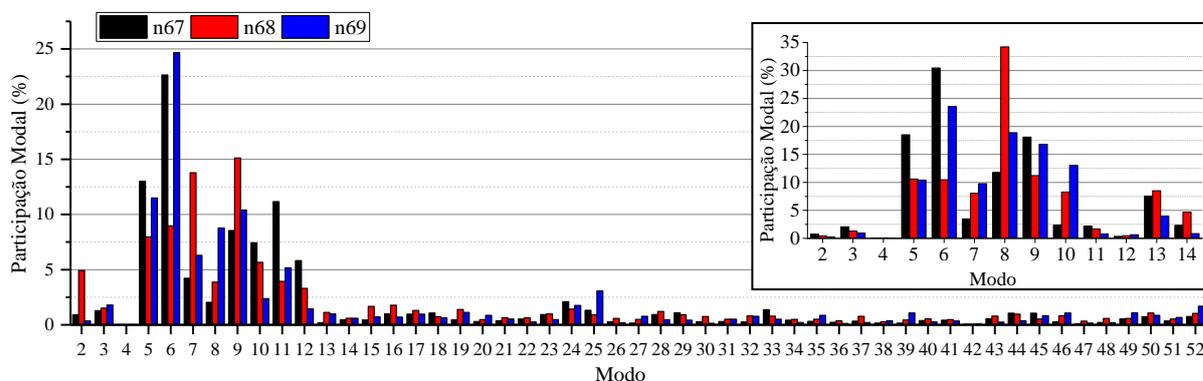
Fonte: próprio autor.

Figura 6.24 - Análise das barras de 1400 mm de comprimento com 50 pontos. Em destaque, análise efetuada com 12 pontos.



Fonte: próprio autor.

Figura 6.25 - Análise das barras de 2400 mm de comprimento com 50 pontos. Em destaque, análise efetuada com 12 pontos.

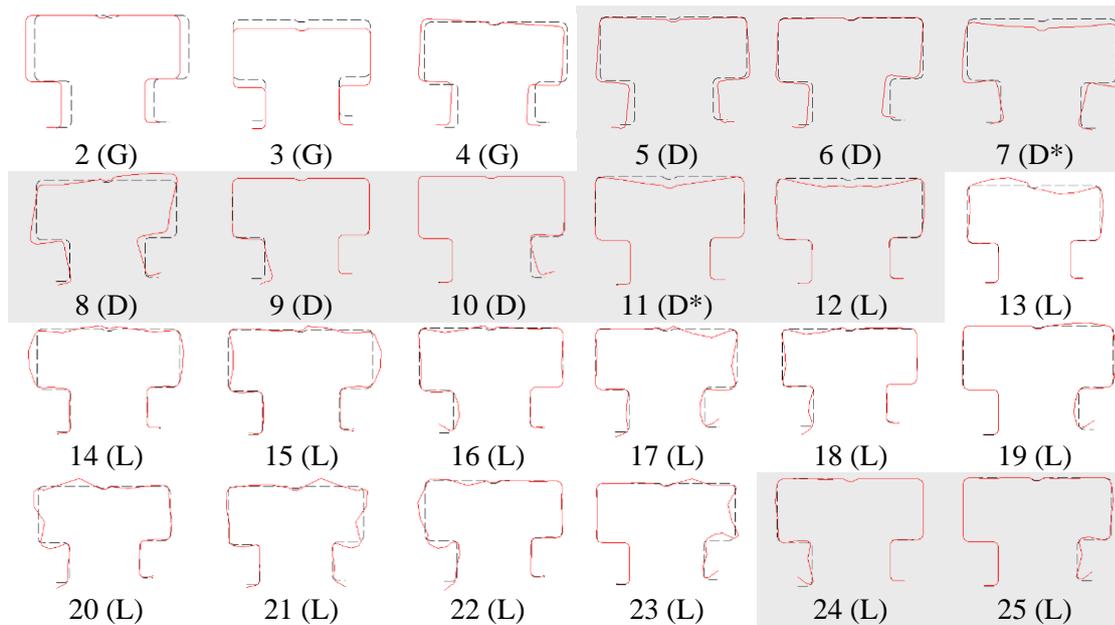


Fonte: próprio autor.

Os primeiros 25 modos considerados nas análises mais refinadas (50 nós) são apresentados na Figura 6.26 com destaque para os modos com maiores participações (modos 5 à 12 e modos 24 e 25). As Figuras 6.20 à 6.25 mostram que, para além do modo 25, as participações modais são menores que 2,5%, assim como para os modos GBT de 13 a 23. Além

disso, de forma geral, as participações dos modos de deformação de corpo rígido, referentes aos modos globais (G), são reduzidas, sendo praticamente nulas à referente à torção (modo GBT 4). Em contrapartida, os modos distorcionais (D) de 5 a 11, e os modos locais (L) 12, 24 e 25 concentram as maiores participações modais.

Figura 6.26 - Primeiros 25 modos da análise com discretização de 50 pontos. Destaque para os modos GBT de maior participação modal.

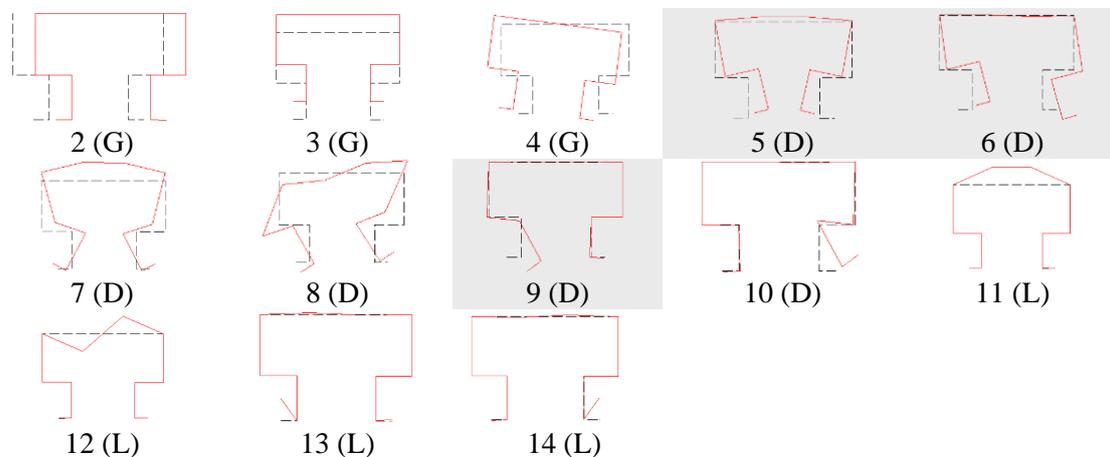


Fonte: próprio autor.

A Figura 6.26 mostra um destaque para os modos GBT 7 e 11. Apesar de categorizados como distorcionais devido ao enrijecedor de alma, os modos GBT 7 e 11 podem ser compreendidos como um fenômeno local de alma semelhante ao modo GBT 12 (L). Desta forma, a análise Buckling Cracker corrobora com a inspeção visual das barras evidenciando, principalmente, modos distorcionais de imperfeição geométrica inicial e possíveis modos locais da alma.

Tendo em vista que as maiores participações modais ocorreram entre os modos 5 e 12, a análise das barras pode ser efetuada, de forma mais simplificada, com a discretização composta pelos 12 nós mostrados na Figura 6.19b a fim de que a combinação linear considere apenas os modos GBT de maior participação. Considerando que apenas modos locais de alma são desejáveis, a nova discretização assumiu apenas 2 pontos intermediários, ambos na alma, como mostrou a Figura 6.19b. Para esta discretização simplificada, os modos mostrados na Figura 6.20 à 6.25 são representados na Figura 6.27 que destaca, novamente, os modos de maior participação.

Figura 6.27 - Modos GBT da análise com discretização de 12 pontos. Destaque para os modos GBT de maior participação modal.



Fonte: próprio autor.

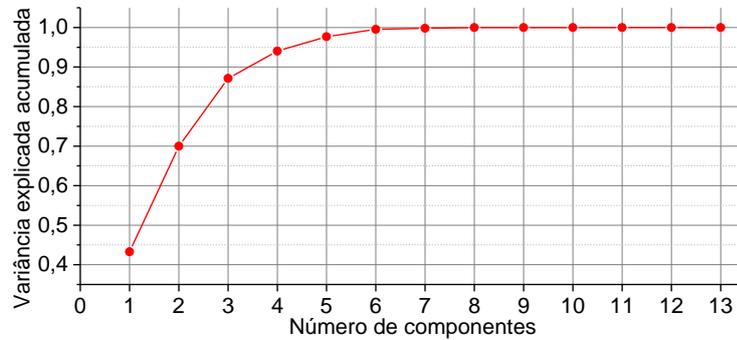
Como esperado, a Figura 6.27 mostra que os modos GBT de maior participação modal foram os modos distorcionais. No caso, os modos GBT de maior ocorrência (moda) dentre os 3 primeiros modos de maior participação das análises apresentadas nas Figuras 6.20 à 6.25 foram os modos 9, 5 e 6. Como observado, a redução do nível de discretização da seção transversal foi capaz de reduzir o número de modos GBT que compõe a configuração imperfeita da coluna. Todavia, a composição linear composta por 13 fatores (modos GBT 2 a 14 mostrados na Figura 6.27) ainda dificulta a análise dos modos de imperfeição geométrica inicial devido ao número elevado de variáveis.

Neste sentido, foi aplicada a Análise dos Componentes Principais (*Principal Component Analysis*, PCA) a fim de reduzir o número de variáveis analisadas. A Análise dos Componentes Principais é um procedimento para reduzir a dimensão do espaço de variáveis originais a fim de obter um conjunto de eixos ortogonais (não correlacionados) que capturam grande parte da variabilidade original dos dados. Em resumo, o método permite transformar os dados visando eliminar redundâncias e preservar informações importantes.

Neste contexto, a informação contida nas 13 variáveis originais (modos GBT 2 a 14) é condensada em um conjunto menor de variáveis estatísticas (componentes) com uma perda mínima de informação. Para tal, a PCA define a matriz de covariância das variáveis originais (no caso, uma matriz de dimensão 13x13) e calcula os autovalores e autovetores desta matriz. Desta análise, ordena-se os autovetores de acordo com o valor dos autovalores. O número de componentes considerados na análise pode atingir o número de variáveis originais, mas, normalmente, as primeiras componentes já permitem explicar a maior parte da variabilidade dos dados. Neste sentido, Figura 6.28 mostra a PCA efetuada com os dados de participação

modal das análises com a discretização simplificada (12 nós). Segundo a Figura 6.28, 87,14% dos dados obtidos para os modos GBT 2 a 14 podem ser representados por apenas 3 componentes.

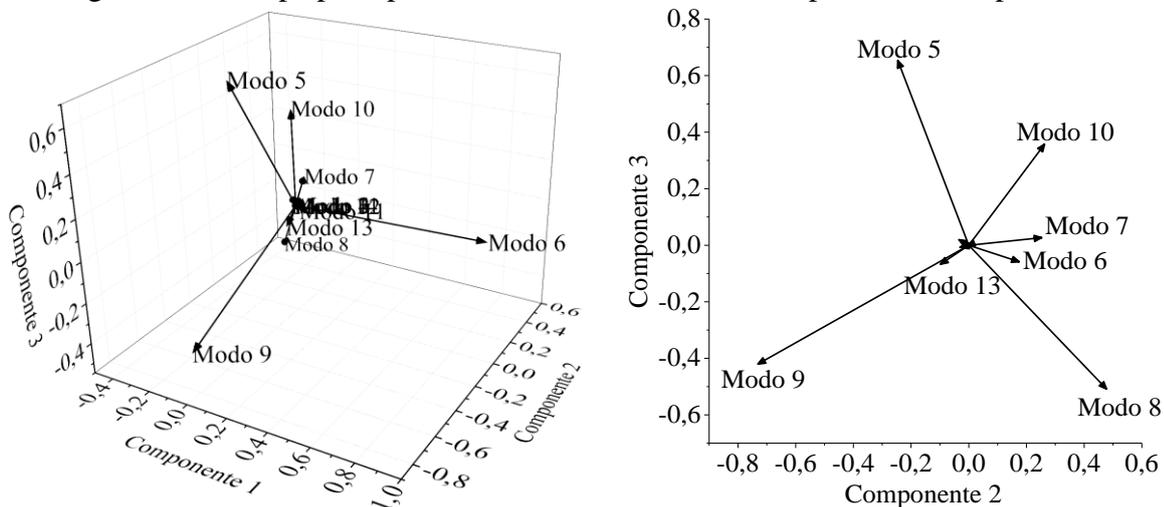
Figura 6.28 - Análise do número de componentes da PCA.



Fonte: próprio autor.

Como cada componente trata-se, na verdade, de uma combinação linear dos 13 modos GBT originais, pode-se visualizar os modos GBT no espaço das componentes obtidas. Como 3 componentes recuperam quase 90% da variabilidade do conjunto de dados, a Figura 6.29 mostra a posição dos modos GBT no espaço definido pelos 3 primeiros autovetores, i.e., os 3 componentes de maior significância.

Figura 6.29 - Mapa perceptual da PCA considerando os 3 primeiros componentes.



Fonte: próprio autor.

A Figura 6.29 mostra que, no espaço das componentes ortogonais 1, 2 e 3, o modo 6 aparece em uma direção praticamente ortogonal ao plano definido pelos demais modos GBT. I.e., o componente 1 é praticamente definido pelo modo 6. Porém, diferentemente da componente 1, a Figura 6.29 mostra que a componente 2 é composta, principalmente, pelos modos 9 e 8 e em menor participação pelos modos 5, 7 e 10. De forma similar, a componente

3 é formada, principalmente, pelos modos 5, 8, 9 e 10 (nesta ordem). A composição das componentes pode ser completamente definida pelo conhecimento de seus autovetores mostrados na Equação (65). Como os componentes são uma combinação linear dos modos GBT 2 a 14, cada componente é composto por 13 parcelas.

$$\text{Componente } n = [\text{modo GBT 2} \quad \text{modo GBT 3} \quad \text{modo GBT 4} \quad \text{modo GBT 5} \quad \text{modo GBT 6} \quad \text{modo GBT 7} \quad \text{modo GBT 8} \quad \dots \quad \text{modo GBT 14}] \quad (65)$$

$$\text{Componente 1} = [0,768 \quad 1,922 \quad -0,001 \quad -17,286 \quad \overbrace{87,799}^{\text{modo GBT 6}} \quad -10,730 \quad -38,285 \\ -8,634 \quad -17,746 \quad 3,703 \quad -0,516 \quad 0,814 \quad -1,810] \cdot 10^{-2}$$

$$\text{Componente 2} = [-1,685 \quad -3,459 \quad 0,005 \quad -24,610 \quad 17,521 \quad 25,334 \quad 47,805 \\ \underbrace{-73,114}_{\text{modo GBT 9}} \quad 26,307 \quad -3,119 \quad -0,501 \quad -9,866 \quad -0,616] \cdot 10^{-2}$$

$$\text{Componente 3} = [0,893 \quad 1,993 \quad -0,008 \quad \overbrace{65,365}^{\text{modo GBT 5}} \quad -5,858 \quad 2,696 \quad -50,877 \\ -42,042 \quad 35,764 \quad -0,706 \quad -0,233 \quad -6,737 \quad -0,250] \cdot 10^{-2}$$

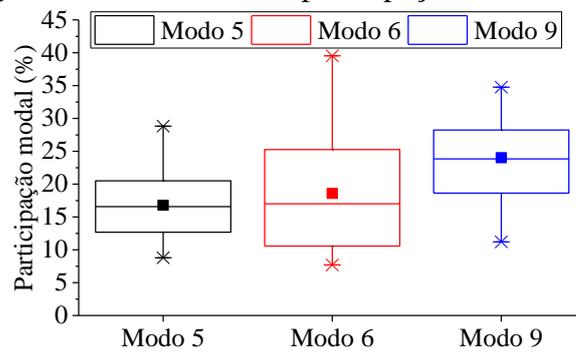
Considerando os autovetores mostrados na Equação (65), nota-se que, elegendo-se apenas 1 modo GBT para representar cada componente ortogonal, recupera-se, novamente, os modos 6, 9 e 5 para representar as componentes 1, 2 e 3, respectivamente. Além disso, tendo em vista que os modos 6, 9 e 5 são os principais representantes das componentes ortogonais, conclui-se que cada modo pode ser analisado isoladamente tendo em vista a reduzida dependência entre eles. No caso, a maior correlação ocorre entre os modos 5 e 6 (correlação de Pearson  $\rho_{56}$  igual a -0,38), seguida da correlação entre os modos 6 e 9 ( $\rho_{69}$  igual a -0,25), enquanto que praticamente não há correlação entre os modos 5 e 9 ( $\rho_{59}$  igual a 0,01).

Sendo assim, os modos 5 e 6 foram adotados para representar o comportamento das barras analisadas devido à sua elevada participação modal e por serem modos simétrico e assimétrico, respectivamente. Com elevada participação modal, o modo GBT 9 também foi selecionado, na presente seção, para promover uma análise de como ele se relaciona com os modos 5 e 6. Diferentemente dos modos 5 e 6, entende-se que o modo 9 GBT trata-se de um modo utilizado pelo Buckling Cracker para ajustar possíveis assimetrias nas amplitudes das imperfeições geométricas iniciais de distorção.

A Figura 6.30 mostra o comportamento dos dados de participação para os modos 5, 6 e 9. O diagrama de caixa permite constatar que não há pontos discrepantes nas séries (“outliers”)

em nenhum dos casos visto que as médias são próximas aos valores das medianas (centros dos blocos). Além disso, nota-se que a participação média do modo 5 é semelhante ao do modo 6 (16,8% e 18,6%, respectivamente), enquanto que a média da participação do modo 9 é a maior (24%). A ausência de “*outliers*” ressalta que, apesar das diferenças nas composições modais dos modos de imperfeição para as barras de 300 à 2400 mm de comprimento, não existe discrepâncias suficientes para os modos de imperfeição que as fazer ser consideradas como “pontos fora da curva”.

Figura 6.30 – Análise das participações dos modos 5, 6 e 9.

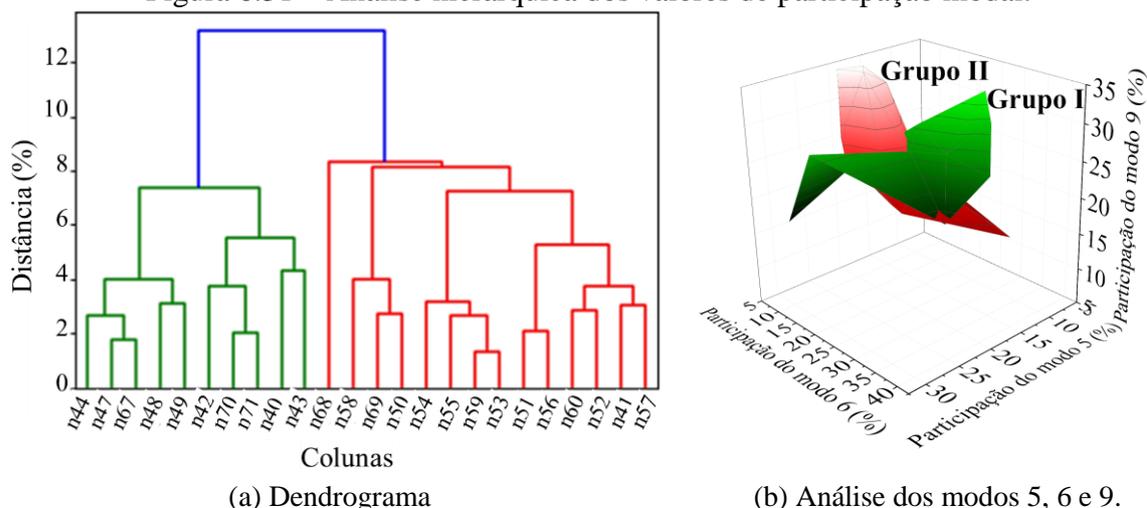


Fonte: próprio autor.

Além da análise do comportamento global dos dados acerca das participações modais, uma análise de agrupamento hierárquico foi efetuada com os resultados de todas as participações modais (modo 2 a modo 14) das 24 colunas medidas a fim de identificar possíveis subgrupos que reúnam barras de comportamento semelhante entre si. O agrupamento hierárquico foi efetuada considerando cada barra como um grupo individual que são recursivamente fundidos até produzir um único agrupamento final.

O dendrograma mostrado na Figura 6.31 é um diagrama de árvore que mostra agrupamentos definidos pelos níveis de similaridade entre grupos. No caso, a similaridade é calculada pela distância euclidiana e é representada pelas linhas verticais do dendrograma. Por exemplo, a primeira ligação formada foi entre as medições das barras n59 e n53 (colunas de comprimento 800 e 1400 mm, respectivamente) por possuírem a menor distância entre si, dentre todos os outros pontos. Ou seja, dentre todas as medições, as colunas de maior similaridade são as referentes às medições n59 e n53. A partir desta junção, as barras n59 e n53 formam um só grupo que, posteriormente foi aglutinado à barra n55 (coluna de comprimento 1400 mm). Por meio deste processo, é possível evidenciar dois grandes grupos hierárquicos, formados pelas barras identificadas em cor verde (grupo I) e em vermelho (grupo II) na Figura 6.31.

Figura 6.31 – Análise hierárquica dos valores de participação modal.



Fonte: próprio autor.

O reflexo da identificação de dois grandes grupos pode ser entendido na Figura 6.31b. A Figura 6.31b mostra que a separação das barras em dois grupos, de fato, reflete um comportamento diferente dos modos 5, 6 e 9 para as colunas pertencentes ao grupo I frente às do grupo II. A Tabela 6.4 apresenta, em detalhe, as colunas que compõe os grupos I e II. Nota-se que o grupo I é predominante composto por colunas curtas (mediana de  $L/r_2$  igual a 32) enquanto que o grupo II é predominante formado por barras longas (mediana de  $L/r_2$  é igual a 56). Além disso, 10 das 12 colunas ensaiadas à flexão (colunas de comprimentos 800 e 1400 mm) encontram-se no grupo II. A diferença entre elas e às demais é que, como o ensaio de flexão não exige chapas de topo nas extremidades de cada amostra, tais chapas foram soldadas apenas em poucos pontos isolados nas amostras de comprimento 800 e 1400 mm. Desta forma, as chapas foram utilizadas para o posicionamento das colunas no torno mecânico e, finalizada a medição, foram facilmente retiradas para efetuar o ensaio de flexão. Enquanto isso, as demais colunas foram soldadas às chapas de topo de forma contínua pois foram, posteriormente à medição, ensaiadas à compressão, como será apresentado na seção 6.2. Ou seja, a Tabela 6.4 mostra que, de fato, a relação entre os modos GBT 5, 6 e 9 de imperfeição tende a mudar quando o tipo de ligação muda.

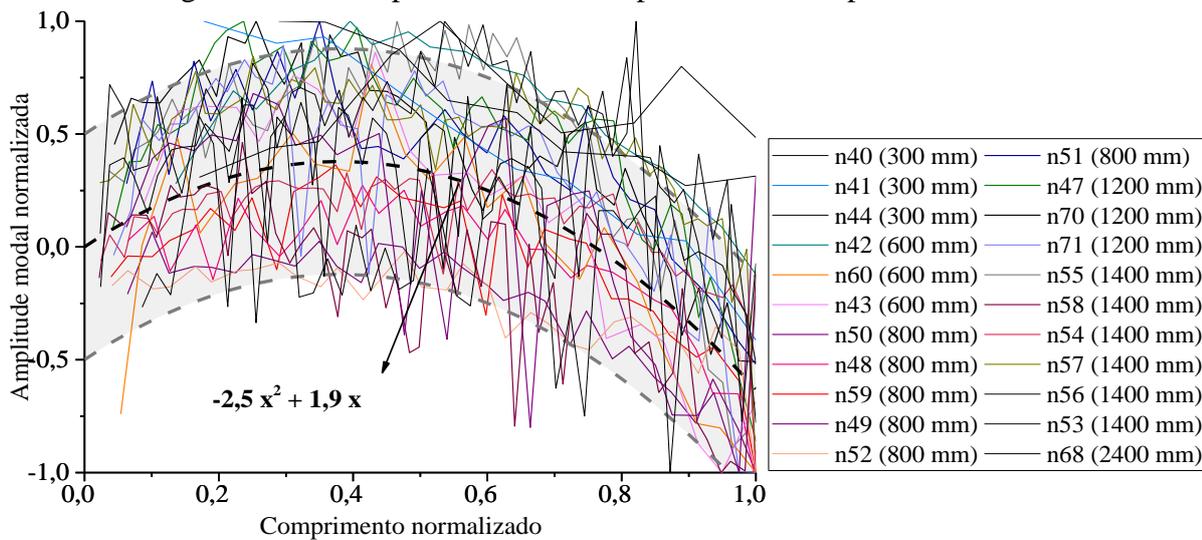
Tabela 6.4 - Colunas que compõe os grupos I e II definidos pelo agrupamento hierárquico.

Grupo I		Grupo II	
n40 (300 mm)	n70 (1200 mm)	n41 (300 mm)	n59 (800 mm)
n44 (300 mm)	n71 (1200 mm)	n60 (600 mm)	n53 (1400 mm)
n42 (600 mm)	n67 (2400 mm)	n68 (2400 mm)	n54 (1400 mm)
n43 (600 mm)	n48 (800 mm)	n69 (2400 mm)	n55 (1400 mm)
n47 (1200 mm)	n49 (800 mm)	n50 (800 mm)	n56 (1400 mm)
		n51 (800 mm)	n57 (1400 mm)
		n52 (800 mm)	n58 (1400 mm)

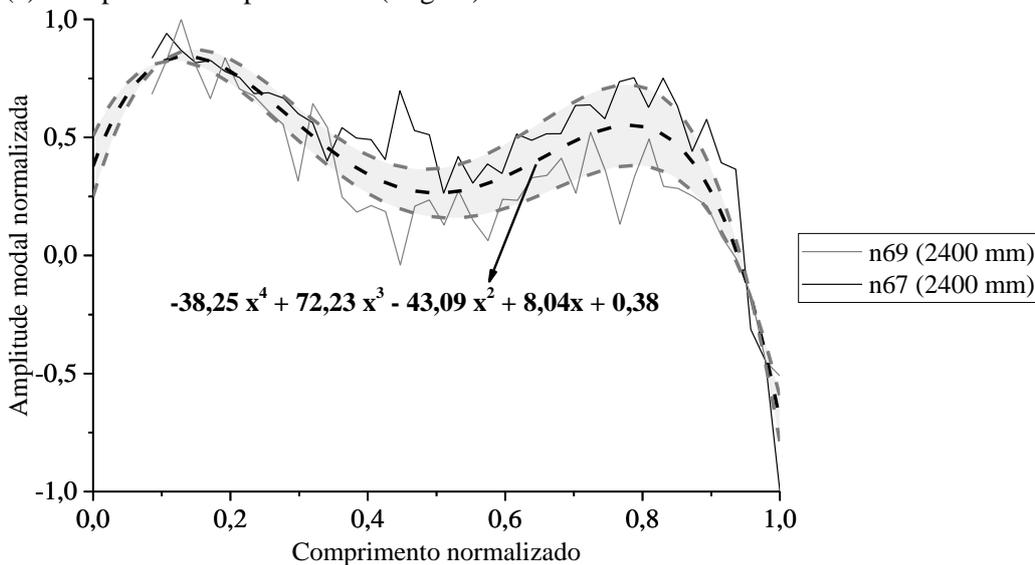
Fonte: próprio autor.

Para a análise das amplitudes dos modos 5, 6 e 9 ao longo do comprimento de cada coluna, os resultados de amplitude obtidos pelo Buckling Cracker foram normalizados de forma que a máxima amplitude fosse unitária. Além disso, a fim de permitir a comparação direta entre colunas de comprimentos diferentes, a coordenada Y (ao longo do comprimento das barras) também foi normalizada de forma que, para todas as colunas, Y variasse de 0 a 1. A Figura 6.32 mostra os gráficos de amplitude normalizada para o modo 5.

Figura 6.32 - Comportamento das amplitudes modais para o modo 5.



(a) Comportamento polinomial (2º grau)



(b) Comportamento polinomial (4º grau)

Fonte: próprio autor.

A Figura 6.32 mostra que o modo GBT 5 ocorre essencialmente de duas formas distintas nas barras analisadas. O primeiro, representando 91,7% das barras, trata-se de um modo parábólico

enquanto que o segundo, também polinomial, porém de 4ª ordem, mostra-se característico majoritariamente das barras mais longas.

Diferentemente do observado para as participações modais, a Figura 6.32 mostra que não houve diferenças significativas entre as barras utilizadas para os ensaios de compressão e para as barras dos ensaios de flexão. Ou seja., a presença de solda contínua nas amostras de comprimento 300, 600, 1200 e 2400 mm não as diferencia das barras com ligação efetuada apenas com pontos de solda do ensaio de flexão (barras de comprimento 800 e 1400 mm).

Na Figura 6.32 são apresentadas as equações para os comportamentos médios como também a faixa aproximada de variação deste comportamento. Tendo em vista que a análise do comportamento das amplitudes modais não considerou o sinal de tais amplitudes, as curvas aproximadas apresentadas na Figura 6.32 podem também ocorrer como mostra as Equações (66) e (67):

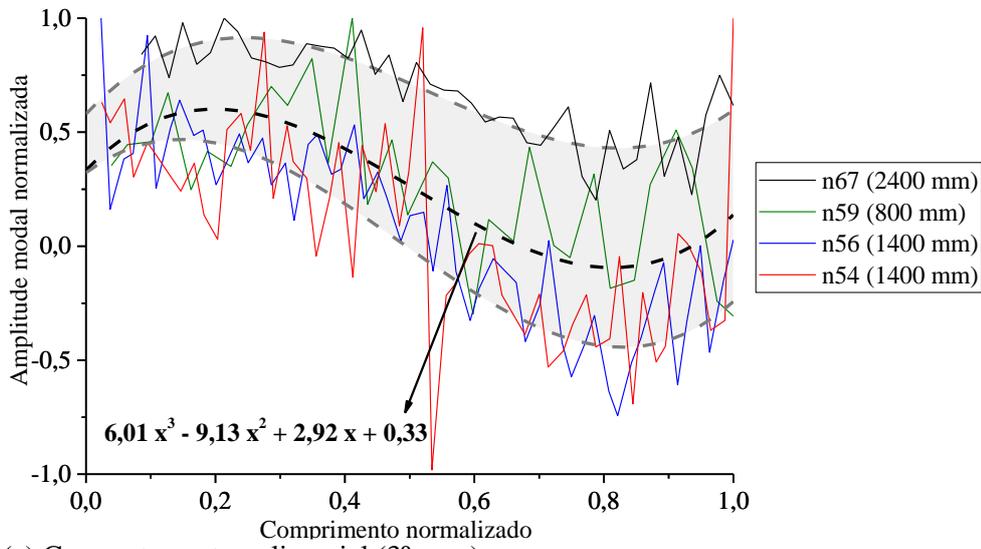
$$\text{Polinômio}(2^\circ \text{ grau}) = 2,5x^2 - 1,9x \quad (66)$$

$$\text{Polinômio}(4^\circ \text{ grau}) = 38,25x^4 - 72,23x^3 + 43,09x^2 - 8,04x + 0,38 \quad (67)$$

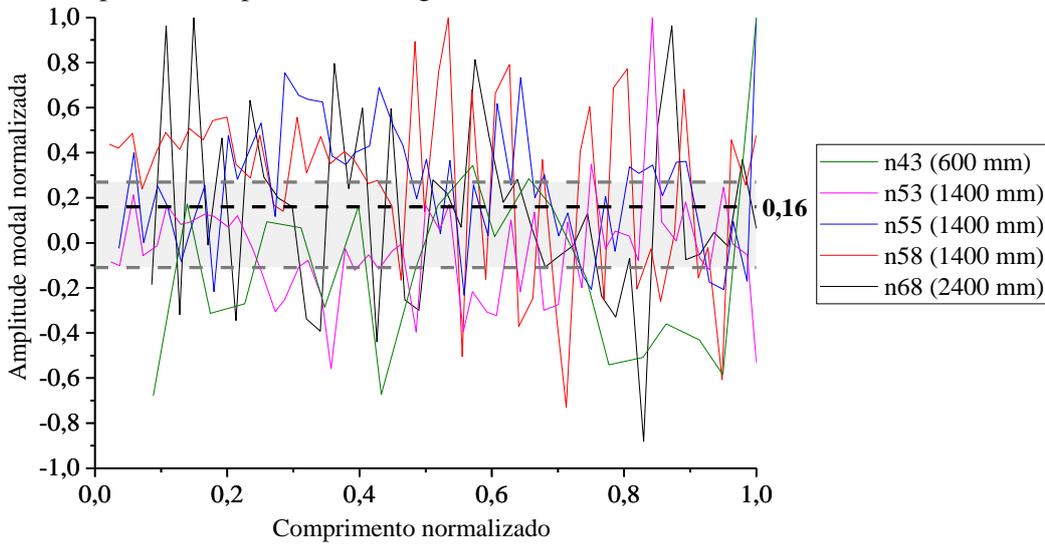
A Figura 6.33 mostra o comportamento das amplitudes normalizadas obtidas para o modo 6. Para o modo 6, três categorias podem ser definidas. A primeira, referente a apenas 16,7% das barras, trata-se de um comportamento cúbico do modo 6 ao longo do comprimento das barras, característico principalmente das barras longas. O segundo, denominado “prismático alternado”, trata-se das análises em que uma significativa variação de amplitude foi observada em torno de uma média, permitindo, portanto, alternância no sentido das amplitudes. Por fim, a terceira categoria denominada por “prismático” também apresenta uma variação das amplitudes em torno da média. Porém, este último grupo não apresenta inversão de sinal da amplitude ao longo do comprimento da barra. Para os grupos prismático e prismático alternado, os limites da variação do modo 6 foram adotados como os valores máximos e mínimos das amplitudes médias obtidas para cada barra, enquanto que os valores 0,16 e 0,58 em destaque na Figura 6.33 tratam-se da média dos valores médios de cada barra.

Por fim, a Figura 6.34 mostra o comportamento das amplitudes ao longo do comprimento para o modo 9. Como no modo 6, para o modo 9, três categorias de imperfeição podem ser observadas. Para a primeira, correspondendo a 29,2 % das barras, observa-se um comportamento parabólico para o modo 9, enquanto que para as demais categorias são caracterizadas por modos denominados como “prismáticos” e “aleatórios”.

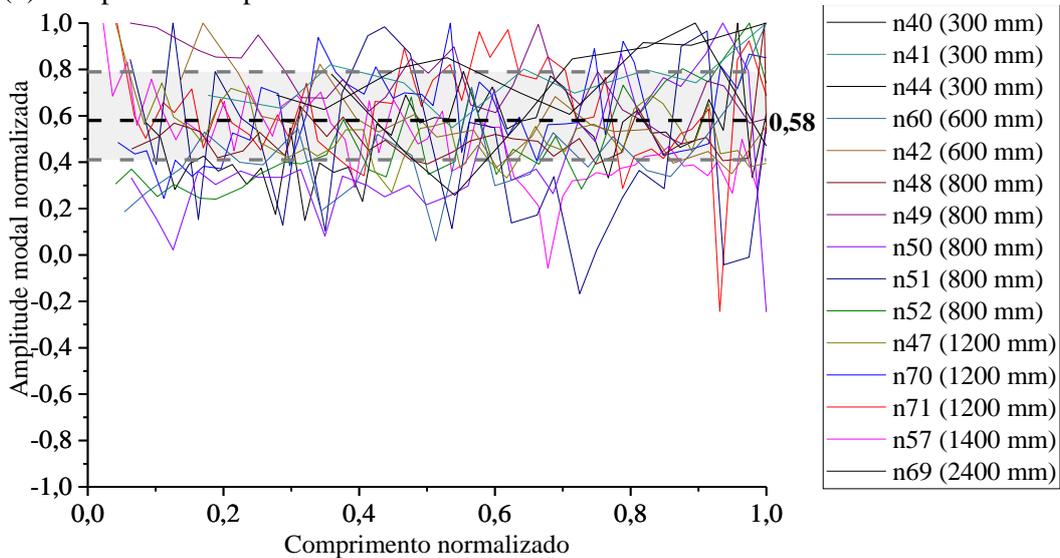
Figura 6.33 - Comportamento das amplitudes modais para o modo 6.



(a) Comportamento polinomial (3º grau)



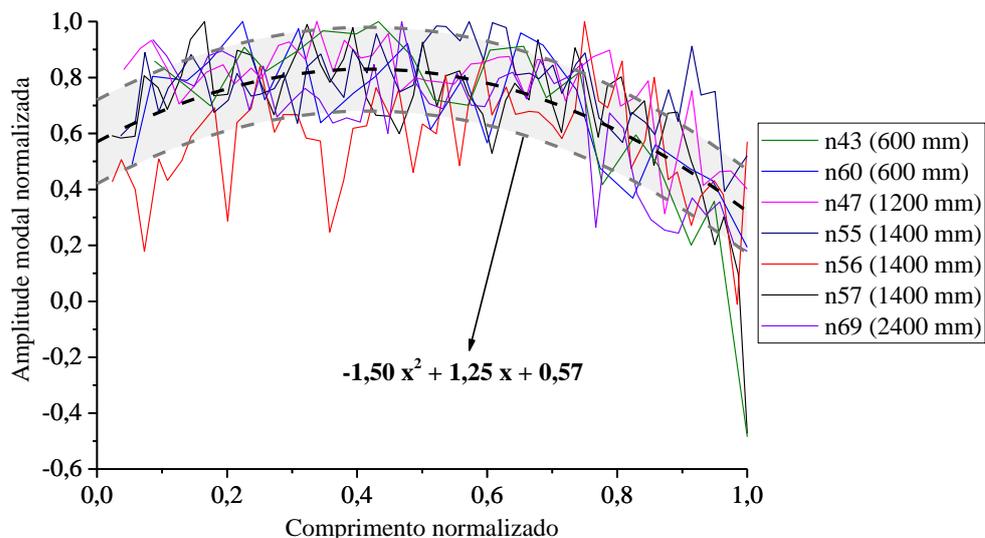
(b) Comportamento prismático alternado



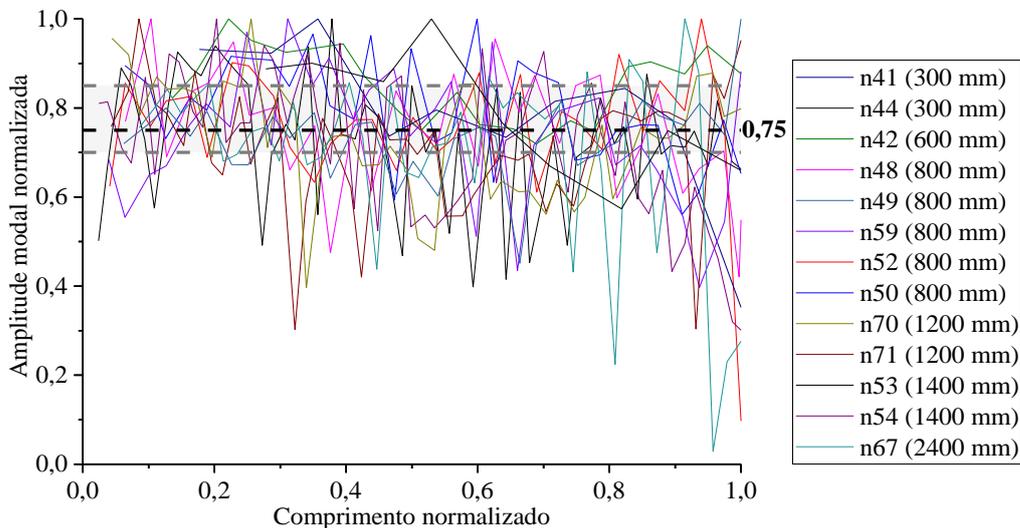
(c) Comportamento prismático

Fonte: próprio autor.

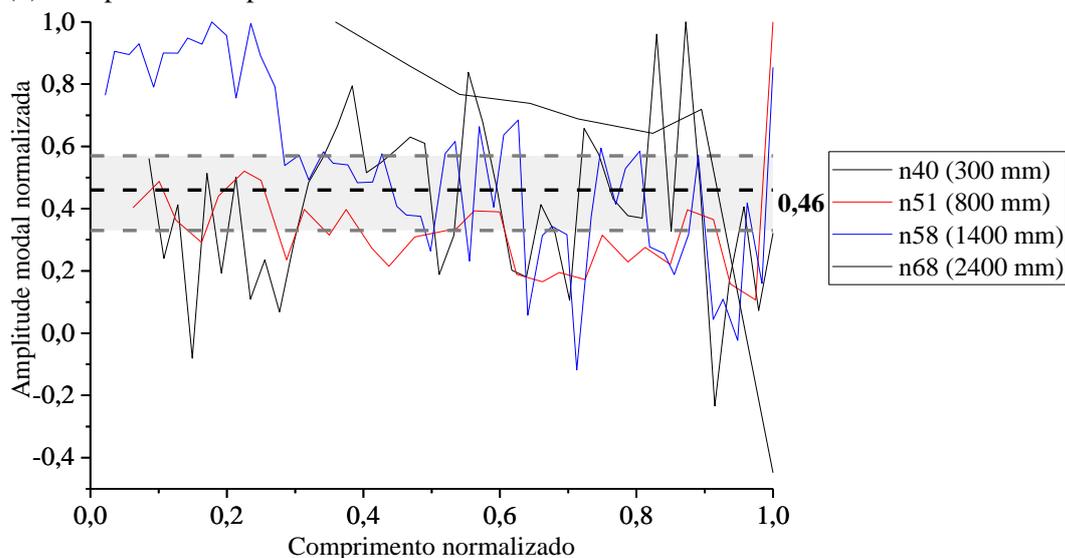
Figura 6.34 - Comportamento das amplitudes modais para o modo 9.



(a) Comportamento polinomial (2º grau)



(b) Comportamento prismático



(c) Comportamento aleatório

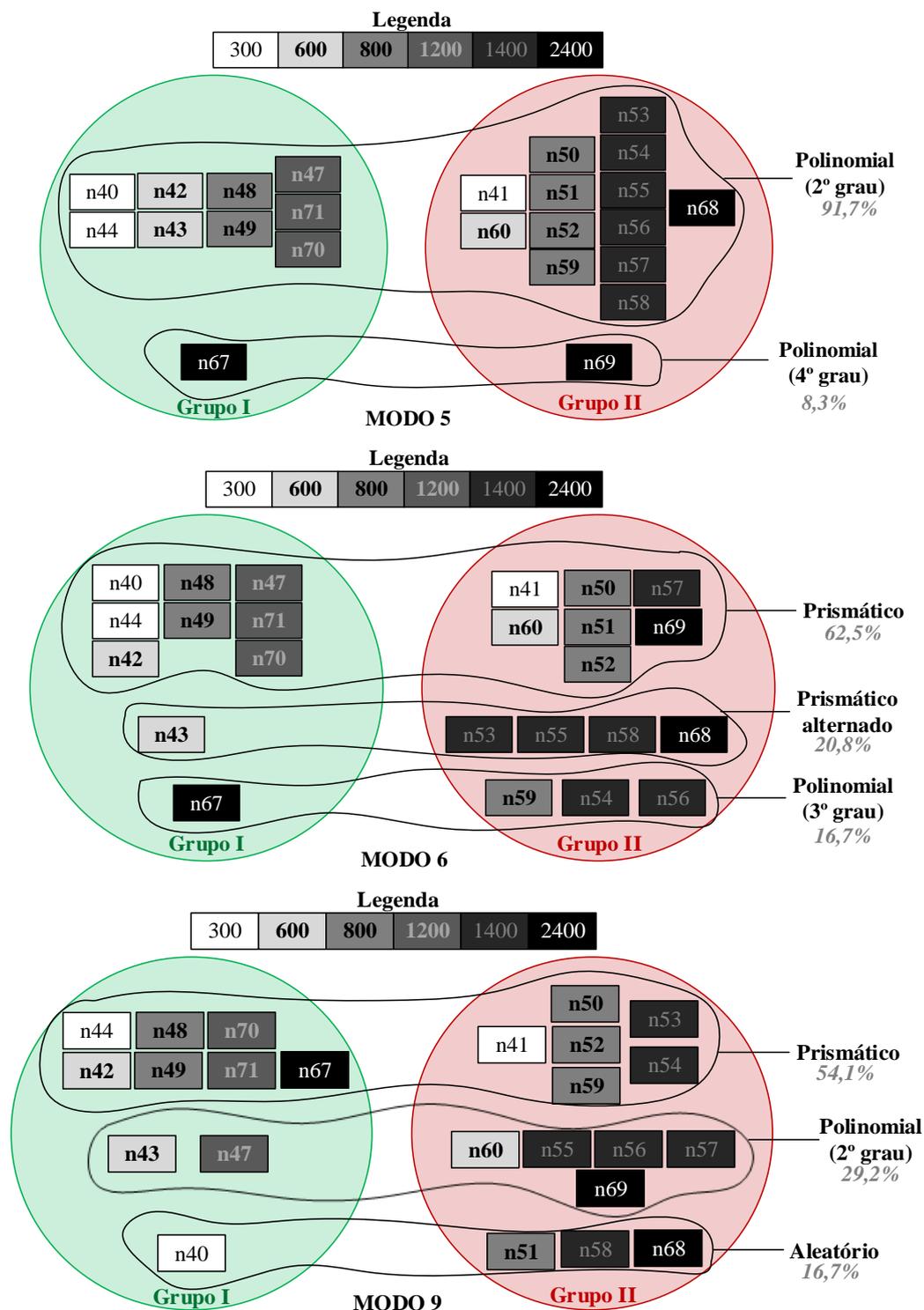
Fonte: próprio autor.

O segundo grupo da Figura 6.34, denominado prismático, trata-se das análises em que há uma variação da amplitude em torno da média, sem inversão de sinal, e com um coeficiente de variação (C.O.V.) considerado baixo (até 30%). Em contrapartida, o terceiro trata-se de um grupo de colunas com valores elevados de C.O.V., atingindo 72%, que não permitem classificá-las como prismáticas. Por conta disso, foram denominadas de comportamento aleatório.

Dadas as classificações efetuadas e, considerando os níveis de participação modal (grupos I e II da Figura 6.31), a Figura 6.35 mostra como tais classificações se relacionam. A Figura 6.35 mostra que todos os subgrupos definidos em função do comportamento da amplitude normalizada dos modos 5, 6 e 9 ocorrem tanto nos grupo I quanto nos grupos II. Ou seja, mesmo havendo um comportamento nitidamente diferente entre os modos 5, 6 e 9 para a coluna n67 (2400 mm) e n69 (2400 mm) – o que as fazem pertencer aos grupos I e II, respectivamente –, a variação da amplitude do modo 5 ao longo do comprimento de ambas é similar. Tal exemplo esclarece, portanto, que, o conhecimento do comportamento de apenas 1 modo de imperfeição, mesmo que majoritário, não exclui a necessidade do conhecimento dos demais para a correta caracterização geométrica do campo de imperfeições iniciais.

Por meio da análise da Figura 6.35, nota-se que o modo mais recorrente de imperfeição, referente a 37,5% das barras, considera o modo parabólico para o modo 5 e prismáticos para o 6 e o 9. Apesar de mais frequente, a ocorrência deste tipo de imperfeição não é característica de apenas um grupo de barras definidos na Figura 6.31 com base na análise de agrupamento hierárquico. I.e., o comportamento de imperfeição mais recorrente é observado tanto em barras curtas quanto longas (grupos I e II, respectivamente).

Figura 6.35 - Correspondência entre os grupos I e II e a classificação quanto às amplitudes normalizadas.

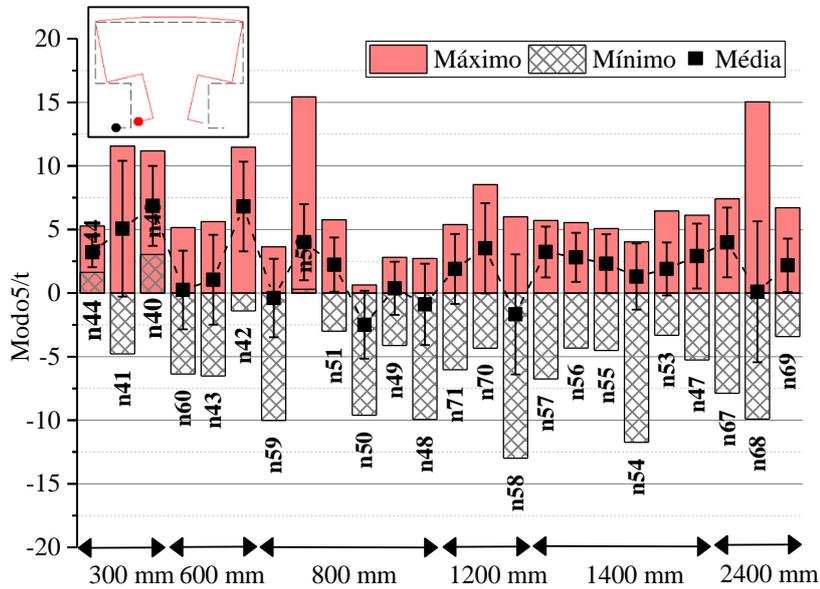


Fonte: próprio autor.

Quanto às amplitudes observadas, as Figuras 6.36, 6.37 e 6.38 mostram o comportamento das amplitudes dos modos 5, 6 e 9, respectivamente, divididos pela espessura do perfil (2,00 mm). Em cada barra mensurada, são apresentados os valores de amplitude

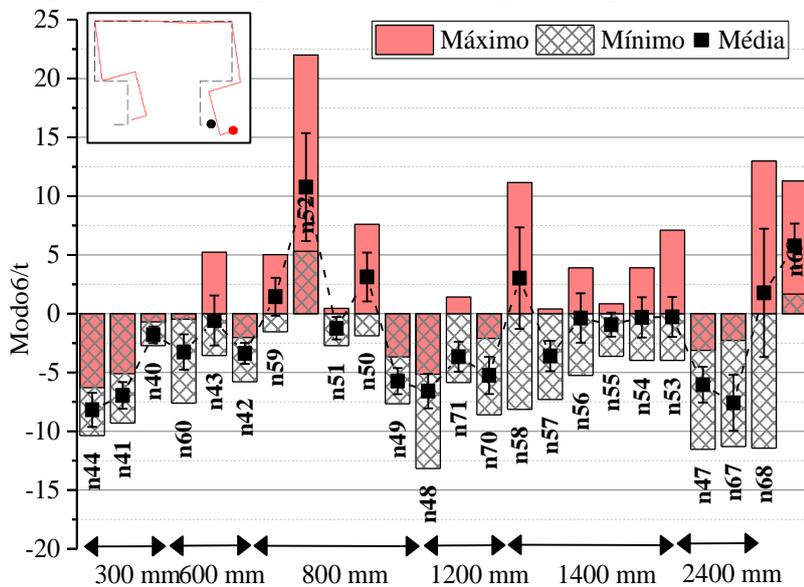
máxima e mínima obtidos pelo Buckling Cracker como também o valor médio das amplitudes observadas ao longo do comprimento da barra e seu desvio-padrão. Nas Figuras 6.36 à 6.38, é indicado o nó a que se refere a amplitude analisada.

Figura 6.36 - Comportamento das amplitudes para o modo 5.



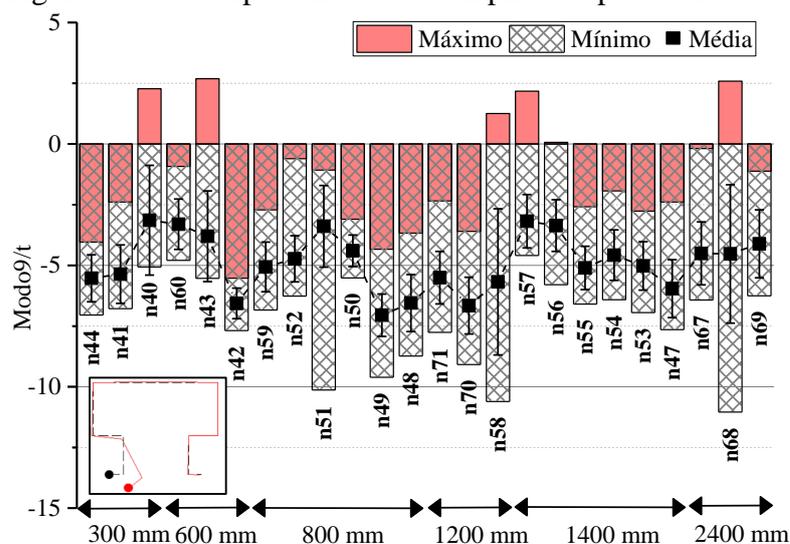
Fonte: próprio autor.

Figura 6.37 - Comportamento das amplitudes para o modo 6.



Fonte: próprio autor.

Figura 6.38 - Comportamento das amplitudes para o modo 9.



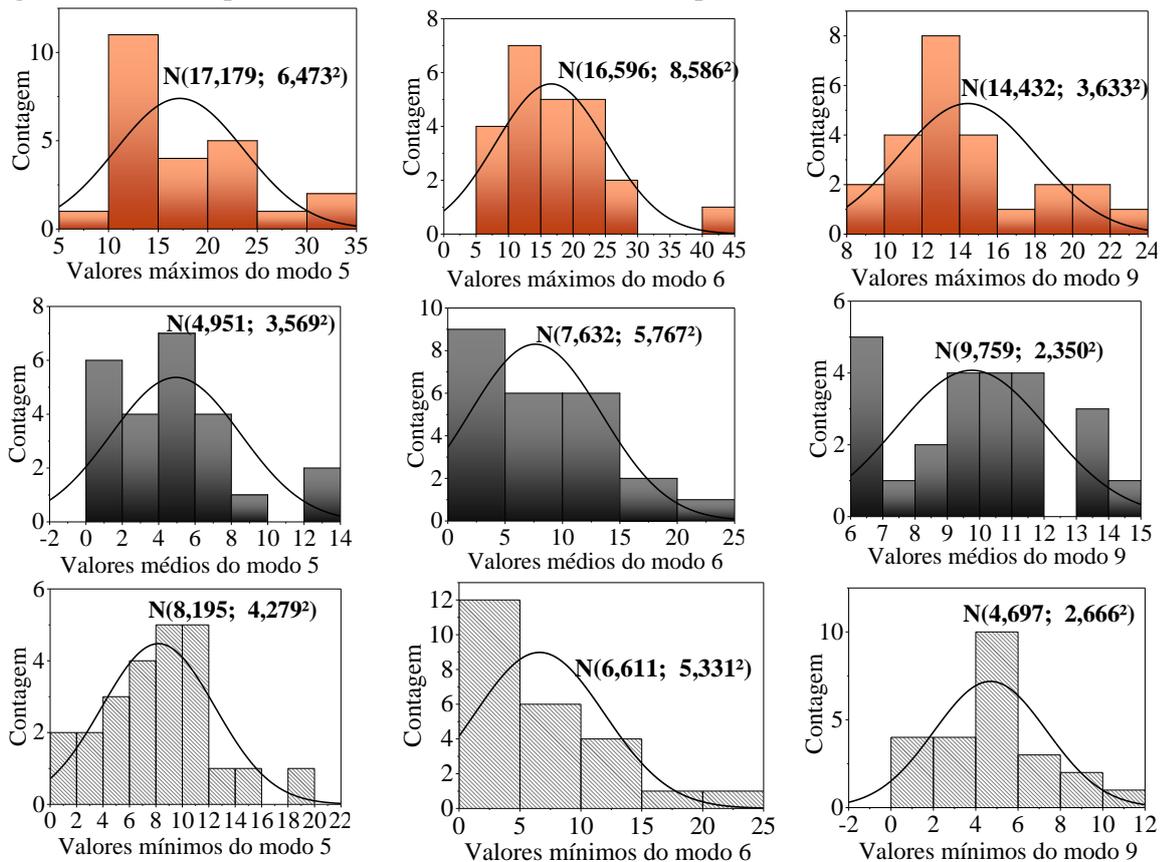
Fonte: próprio autor.

Como esperado, o modo 5 apresenta uma quantidade de barras cujos máximos são positivos similar à quantidade de barras cujos mínimos são valores negativos. Esta similaridade é fruto dos tipos de imperfeição presentes: polinomiais de 2º e 4º grau que permitem a inversão de sinal nos valores das amplitudes. Em contrapartida, na Figura 6.37, observa-se que a quantidade de máximos positivos é mais escassa visto que a maior parte das barras apresenta comportamento prismático sem alternância no sinal das amplitudes. Neste sentido, a Figura 6.38 mostra que a ocorrência de máximos positivos é mínima tendo em vista que os tipos de imperfeição mostrados na Figura 6.34 são predominantemente do mesmo sinal.

Para facilitar as análises das amplitudes, os valores máximos, médios e mínimos das amplitudes de cada barra foram considerados em módulo e apresentados na Figura 6.39. O entendimento das amplitudes em módulo é condizente pois, em termos de análise das amplitudes, assume-se que uma barra de comportamento prismático igual a  $2/t$  de amplitude média, e.g., seja igual à outra barra de amplitude  $-2/t$ . Ambas podem ser consideradas como sendo do mesmo tipo, tendo em vista que, de antemão, assume-se que ambos os sentidos são válidos. Na seção 7.3 é apresentado, em detalhe, o efeito do sentido destas imperfeições no comportamento mecânico dos racks.

A Figura 6.39 mostra que o comportamento das amplitudes máximas, médias e mínimas nem sempre segue uma distribuição normal, como observado, principalmente, para os resultados do modo 6. Apesar disso, o parâmetro média ainda assim foi utilizado, simplificarmente, para representar as amplitude máxima, média e mínima de cada modo.

Figura 6.39 - Comportamento do módulo (mm) das amplitudes médias, máximas e mínimas.



Fonte: próprio autor.

Como mostrado na Figura 6.39, o valor médio das amplitudes máximas observadas para o modo 9 é consideravelmente superior que o valor médio das amplitudes médias que, por sua vez, é superior que a média dos valores mínimos em módulo. Isto ocorre pois, na maioria das colunas analisadas, o comportamento das amplitudes observadas para o modo 9 ao longo do comprimento da barra não promove a inversão de sinal da amplitude. Em contrapartida, para o modo 6, a proximidade entre os valores médios referentes às amplitudes médias e mínimas é consequência de mais casos de barras em que há a inversão de sinal. Neste sentido, como, para o modo 5 há uma maior quantidade ainda de barras cujo comportamento das amplitudes ao longo da barra promovem a inversão de sinal das amplitudes, nota-se que o valor médio das amplitudes mínimas mostra-se superior ao valor médio das amplitudes médias.

Para fins de análise, pode-se assumir os valores médios das amplitudes médias apresentadas na Figura 6.36 à 6.38 visto que as análises mostraram que não há dependência significativa entre o valor da amplitude e o comprimento da coluna. Assim, o valor médio das Amplitudes/t médias apresentadas na Figura 6.36 é de 2,476 enquanto que para os modos 6 e 9 são, em módulo/t, 3,816 e 4,880, respectivamente.

Desta forma, o presente estudo desenvolvido com o *software* Buckling Cracker permite concluir que:

- (i) Os modos principais de imperfeição observados para as colunas foram distorcionais visto que a participação dos modos de corpo rígido (modos globais) foi mínima assim como a dos modos locais. Dentre os modos locais, destacam-se apenas os modos localizados na alma, o que justificou a adoção de nós intermediários na análise efetuada com 11 faixas finitas. Todavia, ainda assim, as maiores participações modais foram dos modos distorcionais GBT 5, 6 e 9 que, considerando-os como representantes majoritários dos componentes principais 1, 2 e 3 da PCA, recuperam 87,14% dos dados analisados. Além disso, apesar de correlacionados, os reduzidos níveis de correlação indicam que os modos 5, 6 e 9 podem ser analisados isoladamente.
- (ii) Não foram identificadas colunas “*outliers*”, i.e., colunas cuja configuração geométrica foge do comportamento médio observado para todas as barras.
- (iii) Em termos de participação modal, a análise hierárquica identificou dois grupos de barras cujo comportamento para os modos 5, 6 e 9 é distinto. Em resumo, o grupo I trata de barras mais curtas e o grupo II de mais esbeltas. Todavia, apesar da análise de comportamento das amplitudes normalizadas não permitir distinguir diferenças entre as colunas que foram soldadas de forma contínua das que foram somente ponteadas, o resultado do estudo hierárquico indica uma diferenciação. Das 12 colunas ponteadas, 10 pertencem ao grupo II. Ou seja, apesar do comportamento das amplitudes do modo 5, por exemplo, não permitir distinguir o tipo de solda utilizado, a relação do modo 5 com os modos 6 e 9, em termos de participação modal, é capaz de sugerir qual o tipo de ligação efetuado.
- (iv) A Figura 6.35 mostra que, dentre as 24 barras analisadas, nove configuram um mesmo tipo de imperfeição, em termos de variação das amplitudes ao longo do comprimento da barra, composto pelo modo parabólico para o modo 5 e prismáticos para o 6 e o 9. Todavia, dentre estas nove barras, há colunas pertencentes tanto ao grupo I quanto ao II.

Desta forma, nota-se que, o fato de existirem modos de imperfeição geométrica inicial predominantes e das colunas puderem ser agrupadas em função de similaridades, seja em termos de participação modal ou variação das amplitudes, mostra que o estudo apresentado é específico para a coluna estudada. Ou seja, a adoção de métodos puramente aleatórios para as imperfeições locais e/ou localizadas, ou ainda a utilização de metodologias validadas para

outros tipos de perfis e sistemas estruturais, de fato, não são abordagens que avaliam de forma fiel o porta-palete. Os resultados reforçam, portanto, a importância de se avaliar a geometria dos elementos estruturais por meio de um método de medição detalhado e confiável a fim de garantir que as análises sejam representativas da realidade.

## **6.2 Colunas à compressão centrada**

Os ensaios de colunas à compressão foram efetuados a fim de permitir a validação do modelo reticulado. Para tal, a presente seção apresenta resultados de capacidade máxima e deslocamentos experimentais de colunas submetidas à compressão centrada com extremidades engastadas. Além disso, foi efetuada uma análise das principais vertentes de dimensionamento apresentadas no Capítulo 4 frente aos resultados experimentais apresentados.

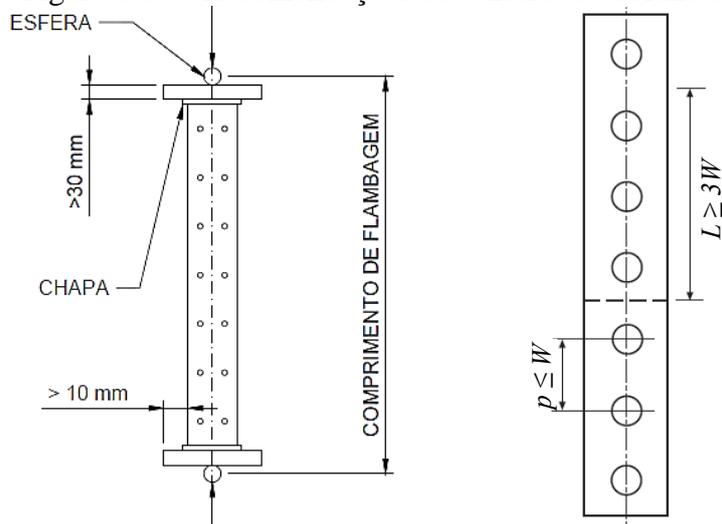
### **6.2.1 Definição das amostras**

A fim de permitir a avaliação dos modelos reticulados sob diferentes modos de instabilidade, 12 ensaios de colunas à compressão foram previstos. Contemplando 4 comprimentos diferentes, as amostras foram definidas de forma que fossem observados modos de instabilidade locais, distorcionais e interação entre os modos distorcional e global de instabilidade, i.e., os modos de falha característicos de colunas curtas, intermediárias e longas, respectivamente, como apresentado por Baldassino et al. (2019). Além disso, os comprimentos das colunas ensaiadas foram determinados considerando também os valores usualmente empregados pela empresa fornecedora dos perfis, como também limitações normativas.

O ensaio da coluna curta – ensaio padronizado em diversas normas tais como ABNT NBR 15524-2:2007 e ANSI/RMI MH16.1:2012 – foi utilizado como referência para avaliar a influência das perfurações e dos modos locais na capacidade e comportamento mecânico das colunas. A Figura 6.40a mostra o esquema do ensaio previsto pela norma brasileira ABNT NBR 15524-2:2007 para colunas curtas. Segundo a ABNT NBR 15524-2:2007, o comprimento da coluna ensaiada deve ser maior que três vezes a largura do perfil (ignorando-se enrijecedores intermediários) e deve incluir, no mínimo, 5 passos de perfuração. Como mostra a Figura 6.40a, quanto à aplicação do deslocamento, a força axial pode ser transmitida por meio de chapas com

30 mm de espessura e as esferas-suporte devem ser colocadas no centro de gravidade da seção transversal do perfil. O diâmetro das esferas-suporte é indicado pela ABNT NBR 15524-2:2007 em função da força de ruptura prevista no ensaio.

Figura 6.40 – Recomendações dos ensaios de coluna curta.



(a) ABNT NBR 15524-2:2007 (b) ANSI/AISI S902:2013

Fonte: ABNT NBR 15524-2:2007 / ANSI/AISI S902:2013.

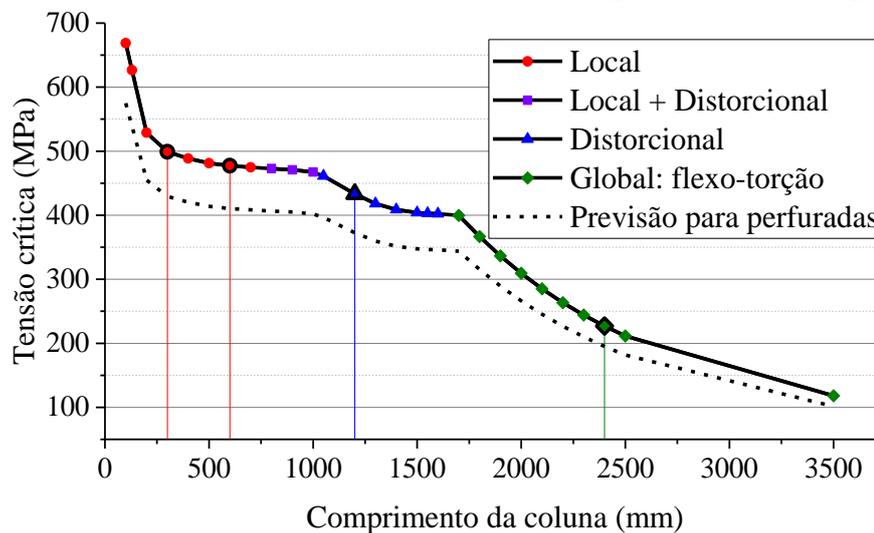
Diferentemente das normas de rack que recomendam um ensaio de extremidades rotuladas, a ANSI/AISI S902:2013 o define com extremidades engastadas. ANSI/AISI S902:2013 trata-se do documento normativo americano destinado especificamente aos ensaios de coluna curta definidos para a determinação da área efetiva de PFF. Nele, o ensaio da coluna curta trata-se de uma barra sujeita à compressão axial de extremidades engastadas, suficientemente curta para impedir a instabilidade global da coluna, e suficientemente longa para minimizar os efeitos de extremidade do carregamento. Desta forma, a ANSI/AISI S902:2013 prevê que a parte central da amostra seja representativa do padrão de perfurações da coluna completa. Segundo a ANSI/AISI S902:2013, para eliminar os efeitos de instabilidade global, o comprimento da amostra não deve exceder 20 vezes o mínimo raio de giração da seção. E, para colunas em que o padrão de perfuração  $p$  é menor ou igual à maior dimensão da seção ( $W$ ), o comprimento da coluna curta deve ser no mínimo  $3W$ , como mostra a Figura 6.40b.

No caso, como todos os padrões de perfuração (alma e mesa) tem o mesmo valor  $p$  e este é inferior à  $W$  (100 mm), o comprimento mínimo recomendado pela ANSI/AISI S902:2013 é 300 mm. Em contrapartida, o valor máximo de comprimento é obtido pelo limite  $20r_{2,n}$ , i.e., 437 mm, considerando  $r_{2,n}$  o menor raio de giração da seção transversal líquida mínima. Sendo assim, atendendo às recomendações da ANSI/AISI S902:2013 como também às da ABNT NBR

15524-2:2007, foi adotado, para a coluna mais curta, o comprimento de 300 mm. Quanto às vinculações, foram seguidas as recomendações da ANSI/AISI S902:2013. Ou seja, os ensaios de colunas à compressão centrada foram efetuados com extremidades engastadas. Além de facilitar a execução do ensaio, a escolha de tal vinculação facilita inclusive a validação dos modelos reticulados e a aplicação destes nos modelos de racks, tendo em vista que as ligações semirrígidas de um rack são mais próximas da condição engastada do que da rotulada.

Para a determinação dos demais comprimentos, foram efetuadas análises de estabilidade elástica com base do MEF, por meio do *software* Abaqus, a fim de identificar os comprimentos ideais para representar cada modo de falha. A Figura 6.41 mostra os resultados da análise de estabilidade elástica efetuada com colunas sem perfurações e extremidades engastadas. A desconsideração das perfurações é viável no contexto de previsão teórica dos ensaios à compressão centrada visto que, apesar de se esperar valores de carregamento críticos inferiores para as barras perfuradas, os modos governantes tendem a se manter os mesmos (BALDASSINO et al., 2019). Desta forma, além do resultado para colunas sem perfurações, a Figura 6.41 apresenta a previsão para o caso de colunas com perfurações considerando uma redução de 14% nos valores de tensão crítica, como observado por Baldassino et al. (2019).

Figura 6.41 - Análise de estabilidade elástica efetuada para a coluna sem perfurações.



Fonte: próprio autor.

A Figura 6.41 mostra em destaque os comprimentos de coluna adotados no presente estudo que são justificados como segue:

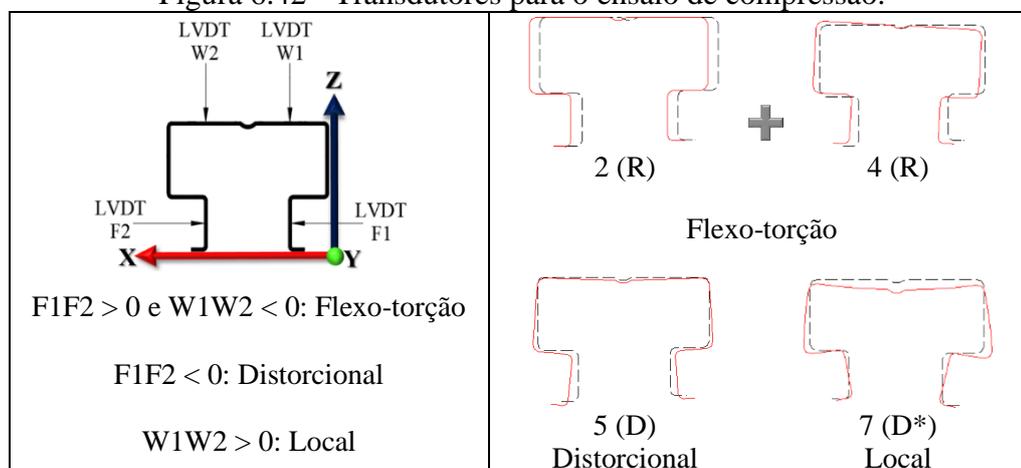
- (i) **300 mm**: o mínimo possível para caracterizar a coluna curta e observar modos locais, sem a participação de modos distorcionais, i.e., atendendo a recomendação da FEM

10.2.02:2001. A norma europeia de racks FEM 10.2.02:2001 alerta que o ensaio da coluna curta não pode ser considerado caso sejam observados modos distorcionais.

- (ii) **600 mm**: comprimento de coluna próximo da faixa de transição entre os modos local-distorcional.
- (iii) **1200 mm**: comprimento de coluna com modo de instabilidade típico distorcional.
- (iv) **2400 mm**: valor superior ao máximo de altura entre longarinas utilizada pela empresa fornecedora dos perfis (2000 mm). Para valores superiores a 2400 mm, não são previstos modos de falha diferentes, i.e., o modo governante se mantém de flexo-torção o que não justifica a adoção de valores superiores.

A instrumentação foi composta por transdutores de deslocamento (LVDT) dispostos à meia altura da coluna garantindo que os modos locais, distorcionais e globais fossem identificados. A Figura 6.42 mostra modosGBT característicos dos modos de flexo-torção, distorcional e local a fim de compreender a adoção dos transdutores de deslocamento. Note que, os valores definidos por F1, F2, W1 e W2, na Figura 6.42, referem-se ao resultados dos transdutores de deslocamentos respeitando os sentidos definidos pelo sistema XYZ adotado.

Figura 6.42 - Transdutores para o ensaio de compressão.

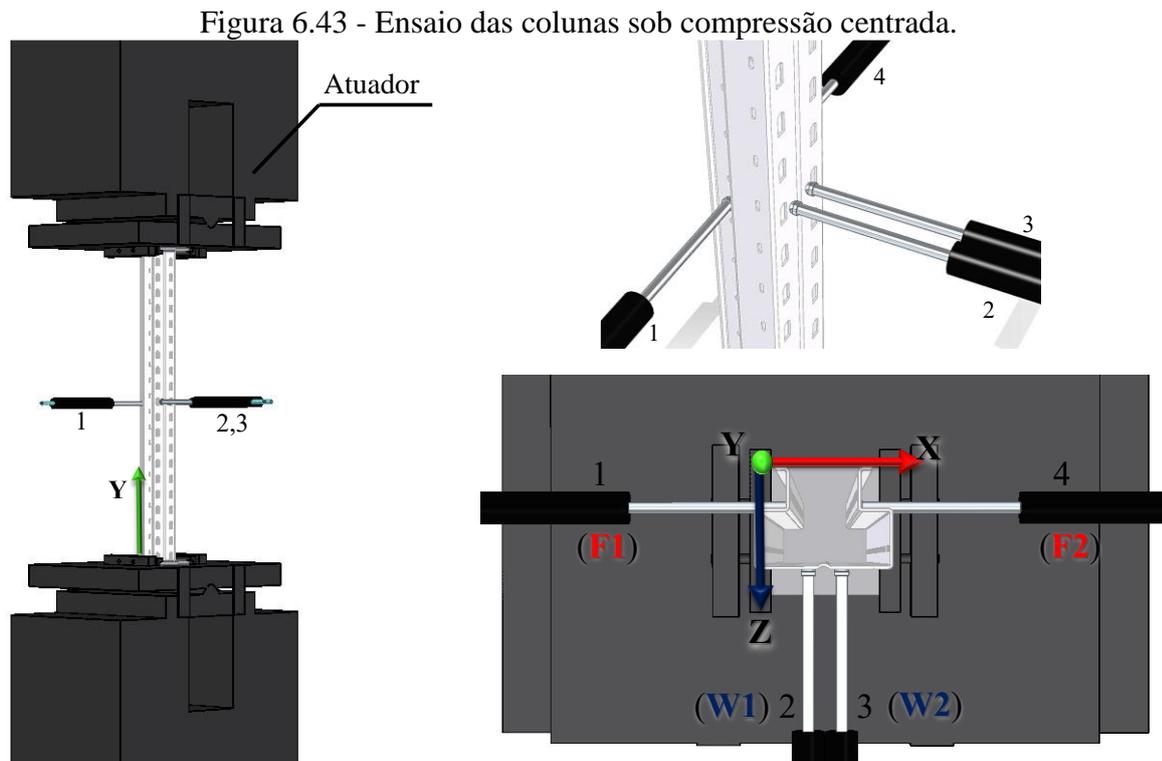


Fonte: próprio autor.

Com base nos valores e principalmente nos sentidos dos deslocamentos obtidos pelos deslocamentos, é possível identificar os modos de falha da coluna. Por exemplo, considerando que ambos os deslocamentos da alma (W1 e W2) tenham sentidos iguais, ou seja, que o produto  $W1W2$  seja positivo, o modo local pode ser identificado. Relações semelhantes são válidas para os modos distorcional e global de flexo-torção como mostra a Figura 6.42.

### 6.2.2 Ensaio

O ensaio de compressão centrada das colunas foi realizado no Laboratório de Estruturas Professor Dante Martinelli do Departamento de Engenharia de Estruturas como mostra a Figura 6.43. A fim de garantir que o carregamento seja uniformemente distribuído nas extremidades da amostra, esta foi centrada no eixo da máquina servo-controlada. Placas de base de 12,7 mm foram soldadas nas extremidades de cada amostra a fim de garantir a uniformidade de carregamento e permitir a correta fixação na máquina do ensaio, assegurando que as condições de contorno das colunas ensaiadas fossem perfeitamente engastadas. Tais chapas de topo são as mesmas que utilizadas no processo de medição das imperfeições geométricas iniciais apresentado na seção 6.1.2.



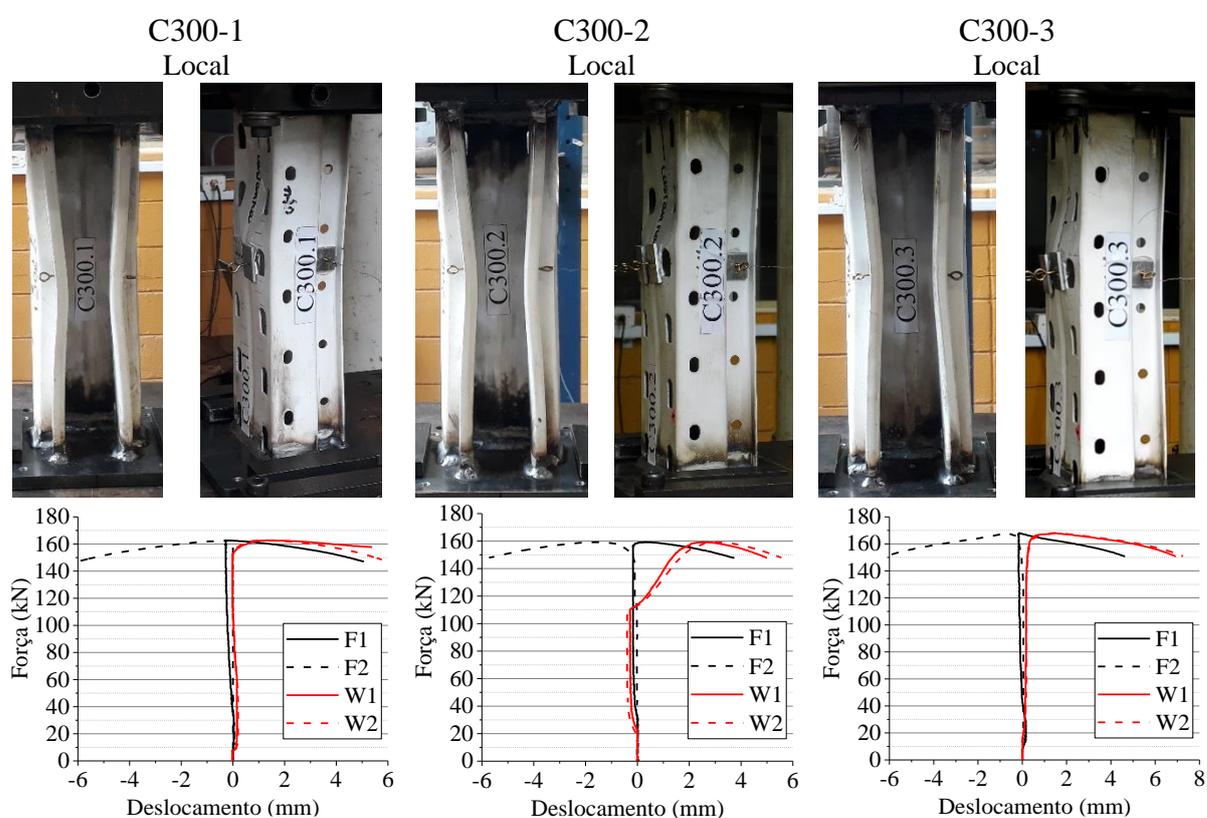
Fonte: próprio autor.

Primeiramente, uma força referente a 10% da força última prevista foi aplicada ao modelo a fim de garantir o contato entre todos os seus componentes, eliminando eventuais folgas. O ensaio foi conduzido por controle de deslocamento a uma taxa de 0,005 mm/s na máquina servo-controlada INSTRON 8506 de capacidade 2500 kN. Os registros de força e deslocamentos dos transdutores de deslocamento e do atuador foram efetuados a cada segundo. A Figura 6.43 mostra os 4 transdutores de deslocamento utilizados no ensaio, posicionados à meia altura da amostra. Como já comentado, os valores definidos por F1, W1, W2 e F2 tratam-

se dos resultados dos transdutores de deslocamento de numeração 1, 2, 3 e 4, respectivamente, dadas as correções de sinal a fim de respeitar o sistema XYZ definido. O sistema XYZ apresentado na Figura 6.43 é o mesmo utilizado na etapa das medições das imperfeições geométricas iniciais (seção 6.1.2) e será o mesmo definido nas análises numéricas do Capítulo 7. Desta forma, a interpretação dos valores de deslocamentos experimentais segundo este sistema facilitará a validação dos modelos reticulados propostos.

As Figuras 6.44 à 6.47 mostram os resultados dos ensaios para as colunas de comprimentos 300 a 2400 mm, respectivamente.

Figura 6.44 - Resultados para as colunas de comprimento 300 mm.

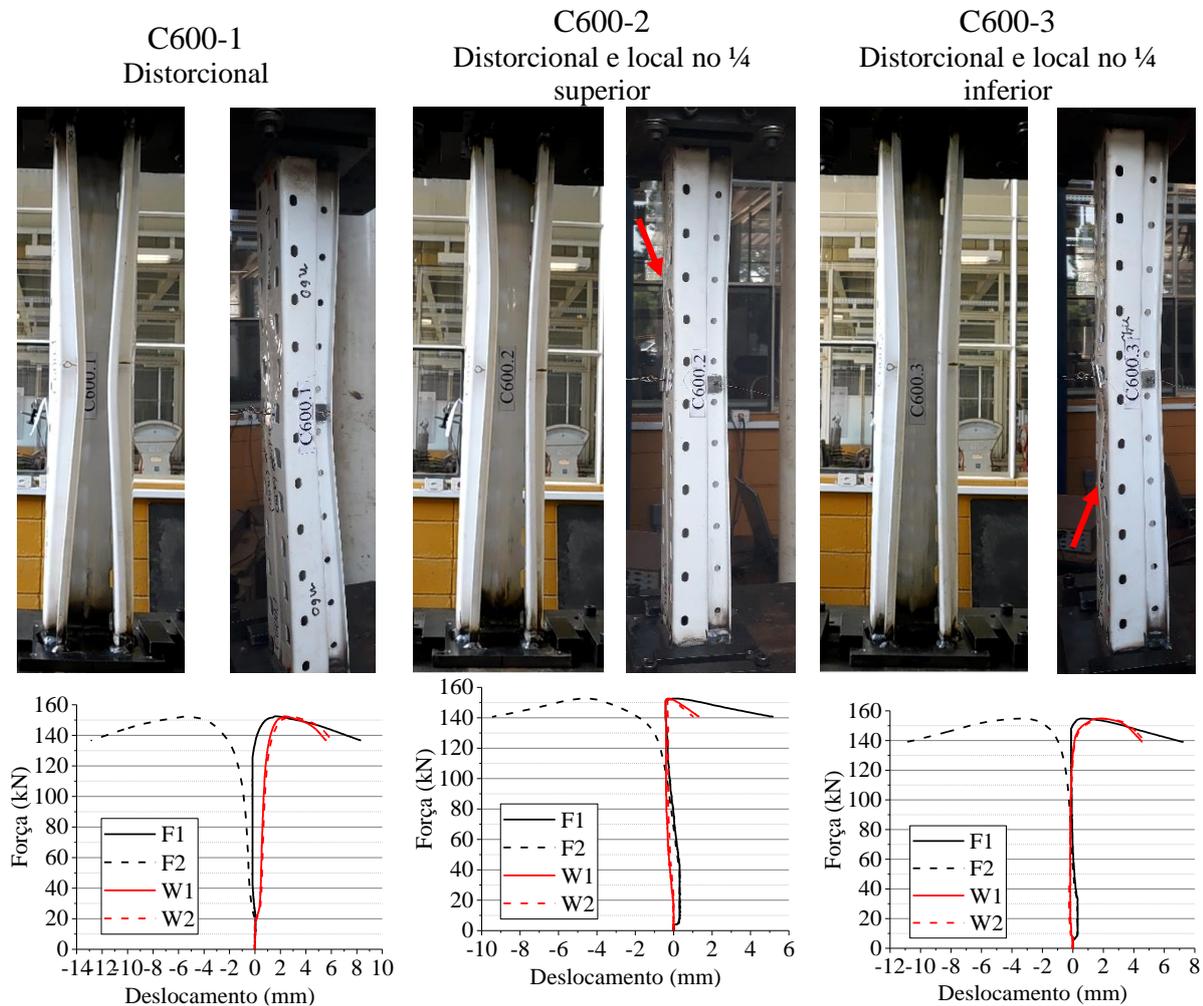


Fonte: próprio autor.

Como esperado, o modo de falha predominante nas colunas curtas foi o modo local de instabilidade verificado na alma dos perfis. Como mostra a Figura 6.44, o modo local é caracterizado pelas curvas W1 e W2 serem praticamente coincidentes (portanto,  $W1W2 > 0$ ), alertando que não ocorrem deformações torcionais e pelo fato das curvas F1 e F2 divergirem apenas após atingirem, em média, 96% da capacidade última da barra. Isto é, a deformação observada nos enrijecedores de borda, semelhante a um modo distorcional, ocorre em função

da deformação local da alma. Esta, por sua vez, se comporta, simplificada, como se não houvesse um enrijecedor central, i.e., de forma semelhante ao modo GBT 7 (Figura 6.42).

Figura 6.45 - Resultados para as colunas de comprimento 600 mm.

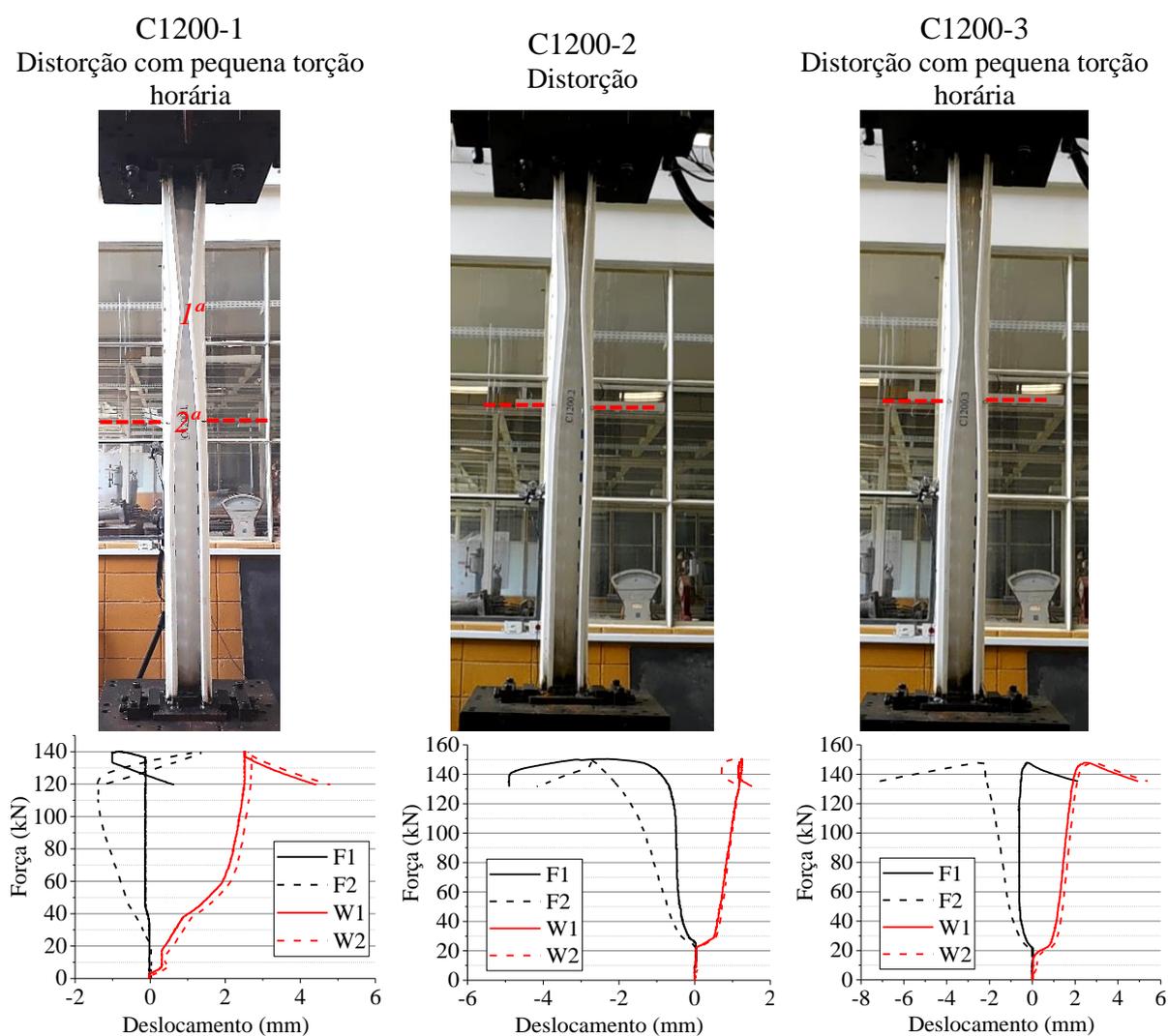


Fonte: próprio autor.

O modo distorcional observado nas colunas de comprimento 600 mm, e apresentado pela Figura 6.45, é caracterizado pelas curvas F1 e F2 divergirem desde o início do carregamento, i.e., concordando com a indicação de  $F1F2 < 0$  da Figura 6.42. Após 20% da força última das barras, observa-se a divergência das curvas em todos os casos, como mostra a Figura 6.45. Além disso, a coincidência das curvas W1 e W2 indica a não ocorrência de torção. Além do modo distorcional, para as amostras C600-2 e C600-3 observou-se uma participação do modo local da alma aproximadamente a  $\frac{1}{4}$  do comprimento próximo à extremidade superior e inferior da coluna, respectivamente, como destacado na Figura 6.45.

Enquanto os modos distorcionais observados para as barras de 600 mm apresentam participações de modos locais, os modos distorcionais das barras de 1200 mm de comprimento apresentam componentes de modos globais. A Figura 6.46 mostra que, como esperado, as curvas F1 e F2 são divergentes desde 15% do carregamento máximo da barra, aproximadamente. Todavia, nas amostras C1200-1 e C1200-3 nota-se que as curvas W1 e W2 não são coincidentes e também não divergem, i.e., são praticamente paralelas. Tal diferença entre as curvas W1 e W2 remete a uma pequena componente do modo global de torção já presentes nos modos de falha das barras de comprimento 1200 mm.

Figura 6.46 - Resultados para as colunas de comprimento 1200 mm.



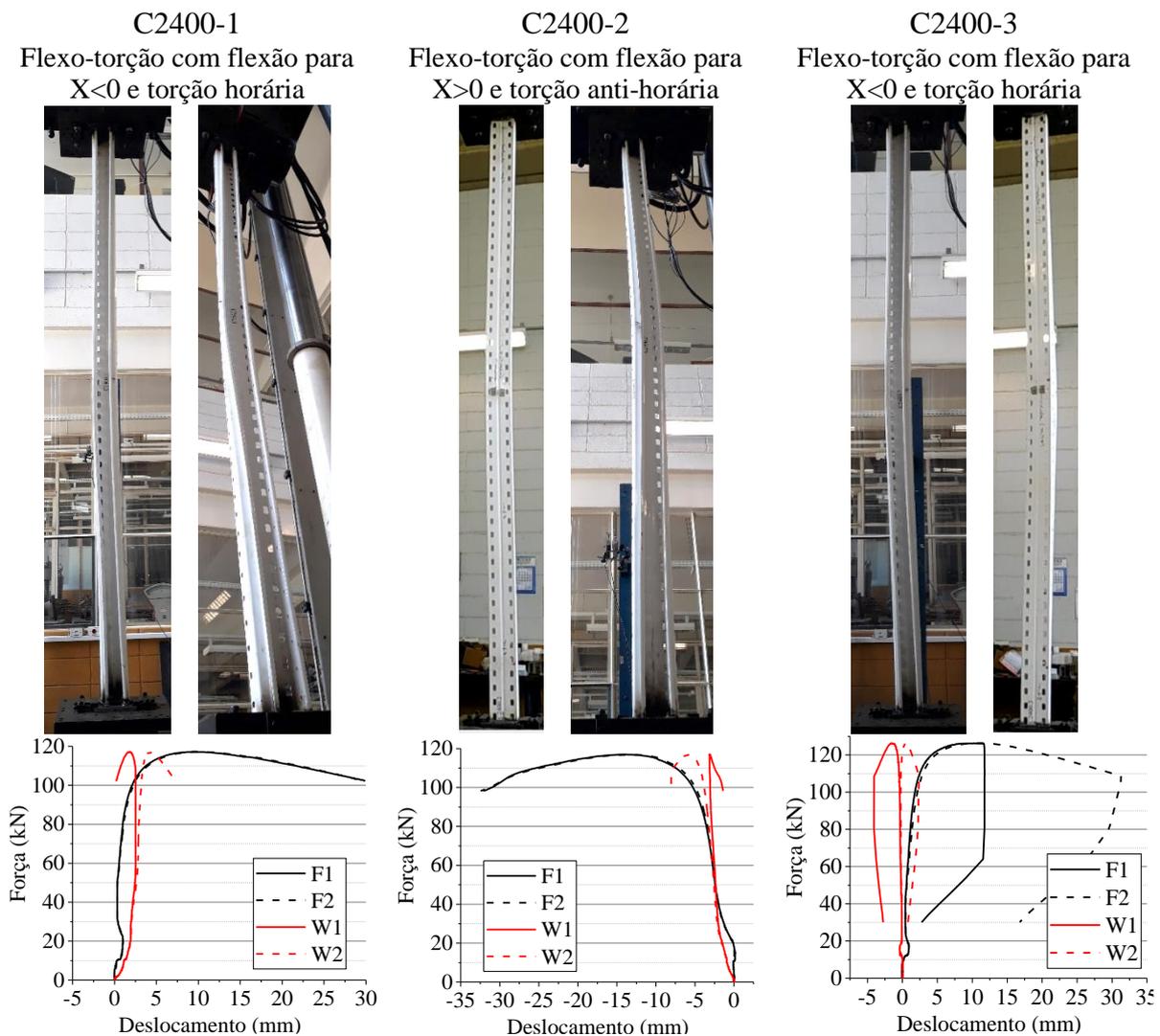
Fonte: próprio autor.

Além disso, tendo em vista que os transdutores são posicionados no mesmo nível, à meia altura como destacado na Figura 6.46, nota-se que a localização das semi-ondas muda de amostra para amostra. Na C1200-1, os transdutores 1 e 4 (referentes à F1 e F2, respectivamente)

captam a deformação da 2ª semi-onda (movimento de afastamento das mesas, “abertura” da seção). Por outro lado, na amostra C1200-2, eles captam a transição entre as duas semi-ondas, ocorrendo inclusive um instante de tempo em que F1 e F2 tem o mesmo valor e sentido, i.e., em que a distância relativa entre as mesas não muda. Por fim, na coluna C1200-3, a instrumentação registrou os deslocamentos da 1ª semi-onda, refletindo o movimento de aproximação relativa das mesas, i.e., o “fechamento” do perfil.

Por fim, as barras de 2400 mm de comprimento falharam por meio do modo global de flexo-torção cuja flexão na maior inércia é representada pela coincidência nas curvas F1 e F2 nas três amostras como mostra a Figura 6.47.

Figura 6.47 - Resultados para as colunas de comprimento 2400 mm.



Fonte: próprio autor.

Além disso, como esperado, nas amostras de 2400 mm, o efeito de torção é mais pronunciado do que observado nas barras de 1200 mm. Tal efeito é fletido pelas curvas W1 e W2 serem divergentes (não são paralelas) desde, aproximadamente, 30% do carregamento máximo obtido, concordando com a indicação da Figura 6.42 de  $W1W2 < 0$ . O sentido da flexão observado (indicado na Figura 6.47 com relação ao eixo X) e o sentido da torção são função principalmente do tipo de imperfeição do modelo.

A Tabela 6.5 apresenta a reunião dos resultados para as colunas de comprimentos 300, 600, 1200 e 2400 mm.

Tabela 6.5 - Reunião de colunas sob compressão centrada.

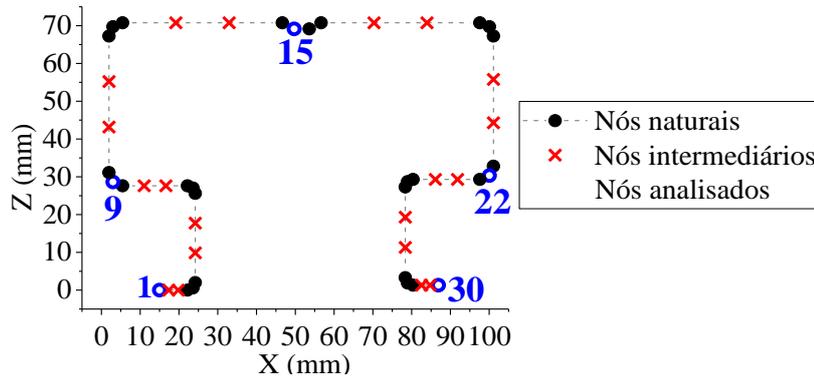
Ensaio	F (kN)	Média (kN)	Desvio Padrão (kN)	C.O.V. (%)	Modo de falha
C300-1	162,73				Local
C300-2	159,21	163,34	4,47	2,74%	Local
C300-3	168,09				Local
C600-1	152,46				Distorcional
C600-2	152,68	153,34	1,34	0,87%	Distorcional e local no 1/4 superior
C600-3	154,88				Distorcional e local no 1/4 inferior
C1200-1	140,06				Distorção com pequena torção horária (2ª semi-onda)
C1200-2	150,41	146,10	5,39	3,69%	Distorção (transição de semi-ondas)
C1200-3	147,84				Distorção com pequena torção horária (1ª semi-onda)
C2400-1	117,24				Flexo-torção (para $X > 0$ , horário)
C2400-2	116,95	120,15	5,30	4,41%	Flexo-torção (para $X < 0$ , anti-horário)
C2400-3	126,27				Flexo-torção (para $X > 0$ , horário)

Fonte: próprio autor.

A Tabela 6.5 mostra que, apesar de apresentar a menor variação quanto à capacidade última, as colunas de 600 mm de comprimento apresentaram diferenças significativas no modo de falha. Tal comportamento tem relação direta com a configuração de imperfeições iniciais em cada uma delas.

A Figura 6.48 mostra a seção transversal da coluna discretizada em 50 nós em que 5 deles são destacados para auxiliar na compreensão das diferenças observadas na Tabela 6.5 quanto à capacidade última experimental e/ou quanto aos modos de falha. Para estes pontos foram analisados os campos de deslocamento obtidos a partir das medições apresentadas na seção 6.1.2.

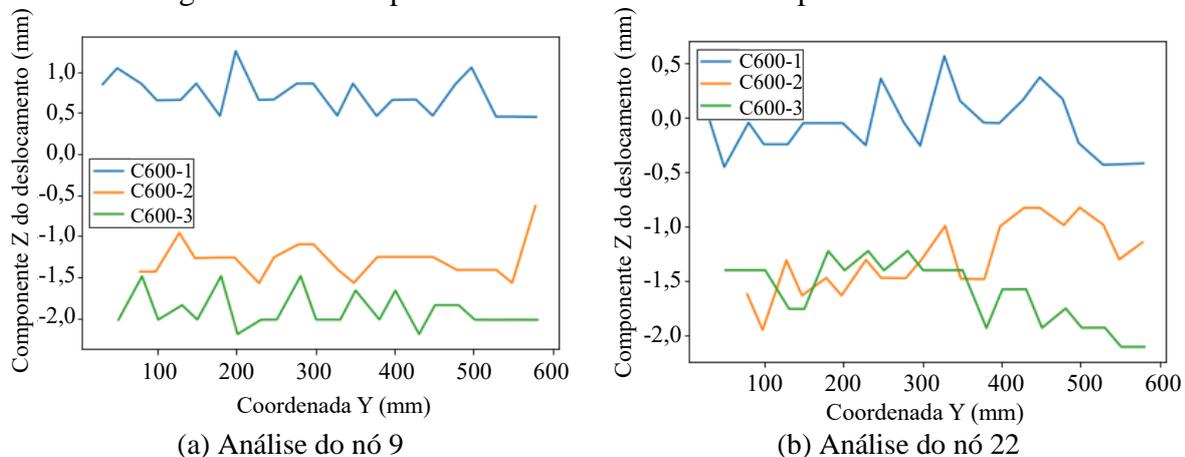
Figura 6.48 - Nós analisados na seção transversal para o estudo das imperfeições geométricas iniciais.



Fonte: próprio autor.

A partir do campo de deslocamentos em X, Z e deslocamentos totais analisados apenas nos nós 1, 9, 15, 22 e 30 é possível inferir as semelhanças e diferenças entre as amostras ensaiadas à compressão centrada. Desta análise, observa-se uma diferença significativa das colunas de 600 mm de comprimento para os deslocamentos Z dos nós 9 e 22 como mostra a Figura 6.49. A Figura 6.49 mostra que, de fato, existe uma similaridade entre as barras C600-2 e C600-3, em discordância à C600-1.

Figura 6.49 - Comportamento do deslocamento Z para os nós 9 e 22.



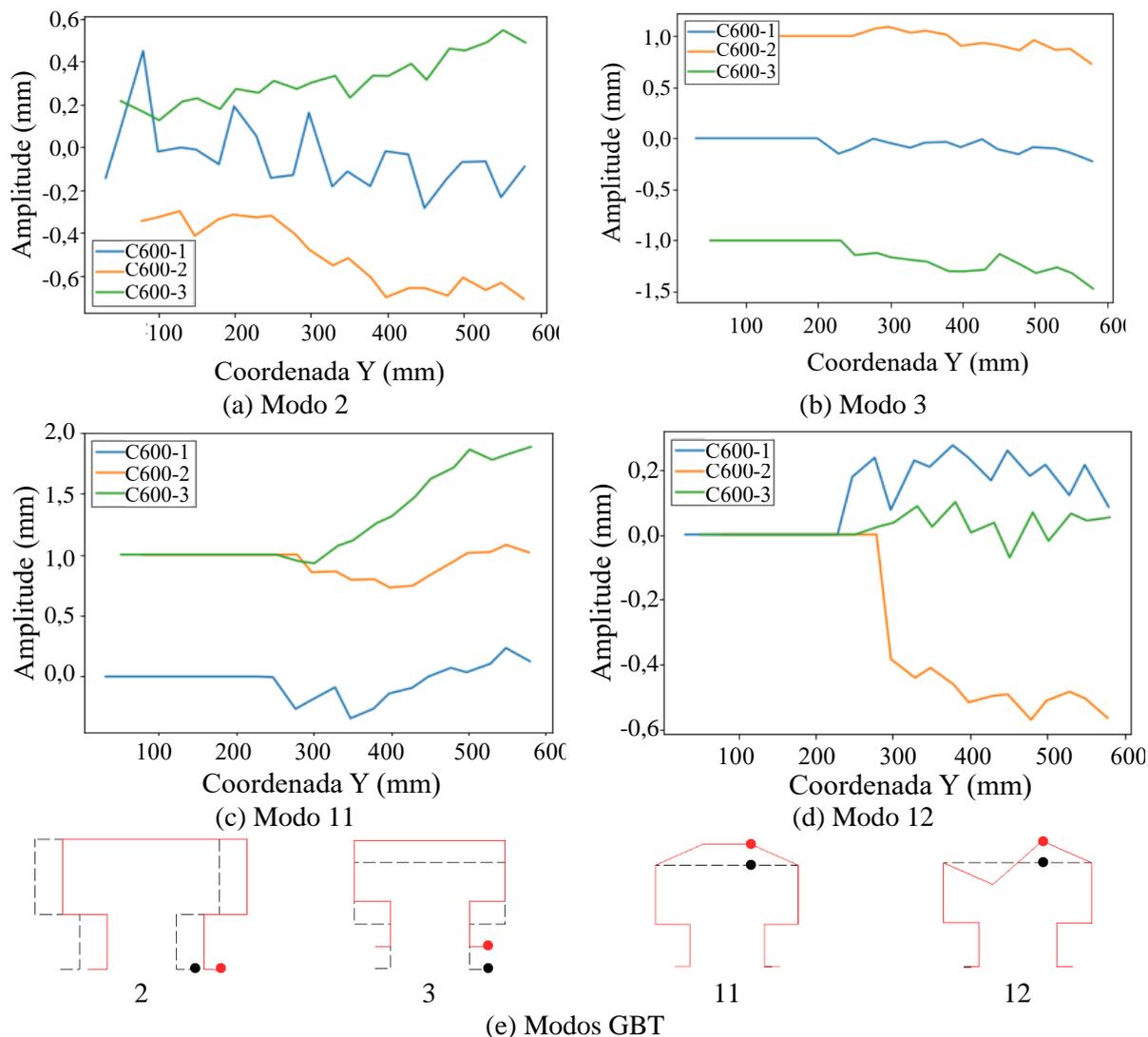
(a) Análise do nó 9

(b) Análise do nó 22

Fonte: próprio autor.

O comportamento mostrado na Figura 6.49 reflete no comportamento dos modos GBT (análise com discretização de colunas efetuada com 12 nós) apresentados na seção 6.1.2. Dentre os 14 modos GBT obtidos para as análises de imperfeição, são observados comportamentos distintos para as colunas de 600 mm de comprimento principalmente para os modos GBT 2, 3, 11 e 12, como mostra a Figura 6.50. Na Figura 6.50e, é indicado o nó a que se refere a amplitude analisada de cada modo GBT avaliado.

Figura 6.50 - Diferenças no comportamento das amplitudes dos modos 2, 3, 11 e 12 para as colunas de 600 mm.

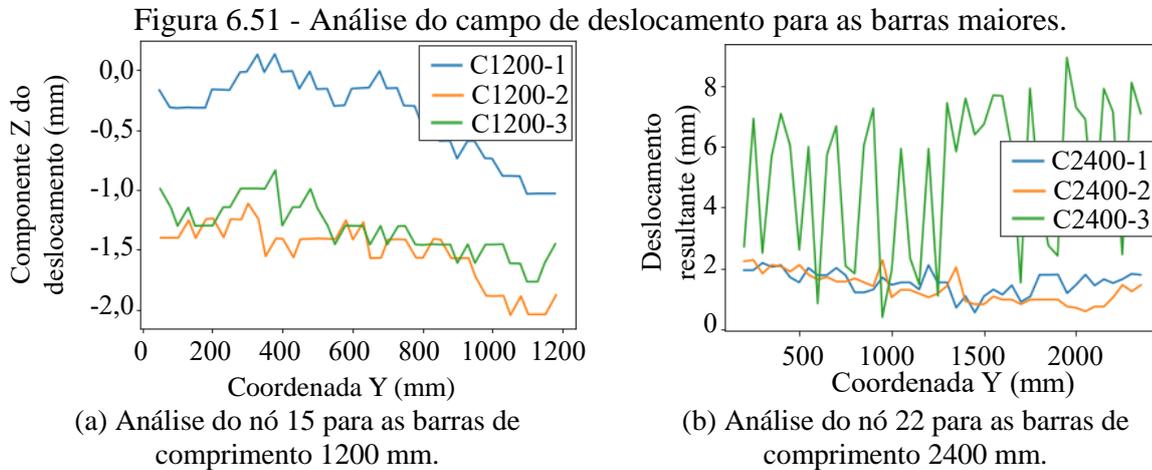


Fonte: próprio autor.

Como esperado, a Figura 6.50 mostra que, de fato, existe uma diferença significativa do comportamento dos modos GBT 2, 3, 11 e 12 que permitem indicar a semelhança entre as amostras C600-2 e C600-3 frente à C600-1. A existência de modos de imperfeição GBT 3 e 11 nas amostras C600-2 e C600-3 enfatizam e justificam, em parte, a ocorrência de modos locais nos modos de falha destacados na Figura 6.45.

Para as barras de comprimento 1200 mm, a diferença entre os modos de falha é menos proeminente. Todavia, mostra-se mais relevante a diferença entre as capacidades últimas experimentais. A análise dos 5 nós mostrados na Figura 6.48 para deslocamentos X, Z e totais mostra uma semelhança entre as amostras C1200-2 e C1200-3 frente à C1200-1, principalmente devido ao comportamento dos deslocamentos do nó 15 na direção Z. Tal comportamento,

mostrado na Figura 6.51a, reflete a semelhança entre as forças últimas obtidas para as amostras C1200-2 e C1200-3 frente à C1200-1.



Fonte: próprio autor.

Analogamente, para as barras de comprimento 2400 mm, os valores de força última obtidos indica uma similaridade entre as amostras C2400-1 e C2400-2 frente à C2400-3 que, novamente, mostra ser resultado de suas imperfeições geométricas iniciais. Diferentemente da C2400-3, as amostras C2400-1 e C2400-2 apresentam comportamento muito próximo dos deslocamentos para os 5 nós mostrados na Figura 6.49 tanto ao longo do comprimento da barra quando na amplitude. Em todas as análises, a barra C2400-3 apresenta grandes oscilações na amplitude enquanto que, nas amostras C2400-1 e C2400-2, as oscilações são em menor escala. Como exemplo, a Figura 6.51b mostra os resultados de deslocamento resultante para o nó 22.

Assim, foi observada uma correspondência direta entre tipo de imperfeição e modo de falha para as barras de 600 mm, i.e., para falhas distorcionais. Em contrapartida, para barras mais longas (1200 e 2400 mm), como esperado, os modos de imperfeições majoritariamente locais e distorcionais não afetam significativamente o modo de falha das amostras, mas as caracterizam em termos de capacidade última. Isto é, a identificação de amostras semelhantes por meio da análise do seu campo de deslocamentos, de fato, leva a barras com capacidades últimas similares.

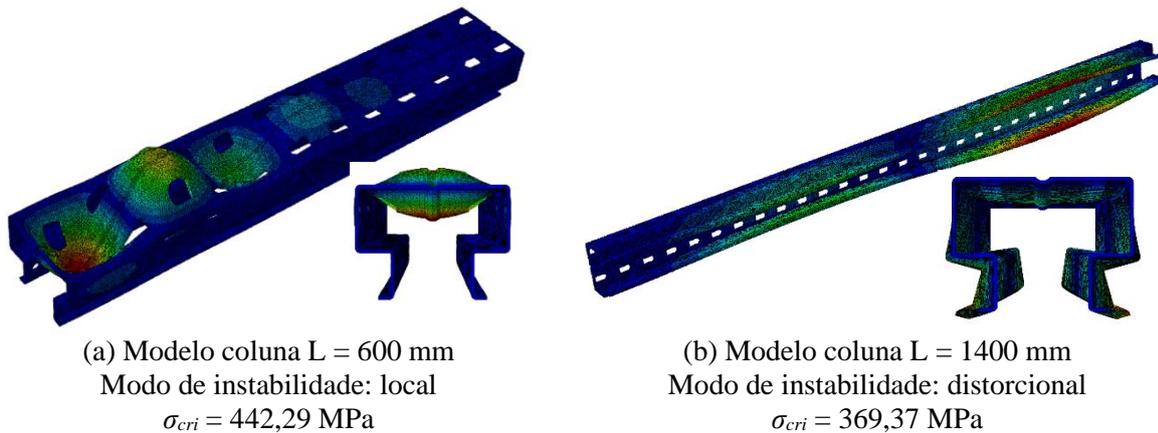
Quanto à conformidade dos valores de capacidade última frente às previsões normativas, como esperado, a capacidade resistente das colunas perfuradas foi inferior à previsão teórica efetuada para colunas sem perfurações – em média 23% inferiores às previsões sem furos, redução similar à observada por Baldassino et al. (2019).

Com base nos resultados da Tabela 6.5, os principais métodos de determinação de esforços resistentes discutidos no Capítulo 4 foram avaliados, sendo eles: (i) o método MRD destinado a perfis perfurados previsto na ANSI/AISI S100:2020, também conhecido como Opção 4 de Moen (2008); (ii) o método 1 MRD de Yao e Rasmussen (2017b), visto que o coeficiente de resistência  $\phi$  considerando o modelo de regressão (método 2) gerou valores de 0,83 a 0,87, para as barras de 300 a 2400 mm, i.e., muito próximos de adotar o valor único de  $\phi$  igual a 0,85 (método 1); por fim, (iii) método proposto pela ANSI/RMI MH16.1:2012 com base no fator  $Q$  obtido do ensaio de coluna curta – no caso, resultados da Tabela 6.5 para colunas de comprimento 300 mm. Além disso, nesta última abordagem, tendo em vista que a norma de rack não especifica um método para a avaliação do modo distorcional, ele foi avaliado segundo o MRD vigente na ANSI/AISI S100:2020 para perfis perfurados.

Tendo em vista a utilização do MRD, faz-se necessária a determinação das forças críticas elásticas dos modos local, distorcional e global ( $N_l$ ,  $N_{dist}$  e  $N_e$ ). Enquanto a determinação de  $N_e$  pôde ser analítica com base na metodologia da “média ponderada” apresentada na seção 4.2.2, Equações (37) à (48), a determinação de  $N_l$  e  $N_{dist}$  foi efetuada com base em modelos de elementos finitos considerando as perfurações como também condições de contorno compatíveis com o ensaio (Figura 6.43).

Como apresentado na Figura 6.41 e constatado por Baldassino et al. (2019), apesar dos valores de carregamento críticos elásticos de barras perfuradas serem inferiores do que os de barras sem furos, os modos governantes tendem a se manter os mesmos. Neste sentido, com base na Figura 6.41, foi selecionado o comprimento de 600 mm para obter a tensão crítica do modo local e o comprimento de 1400 mm para a tensão crítica do modo distorcional. A Figura 6.52 mostra os modos de instabilidade obtidos da análise de estabilidade elástica efetuada em cada um dos modelos de coluna perfurada e condições de contorno engastadas em ambas extremidades. Os modelos foram discretizados em elementos finitos sólidos tetraédricos quadráticos (C3D10) de máximo comprimento 2 mm. Detalhes sobre o estudo de malha efetuado para estas análises são discutidos na seção 7.2.2.4.

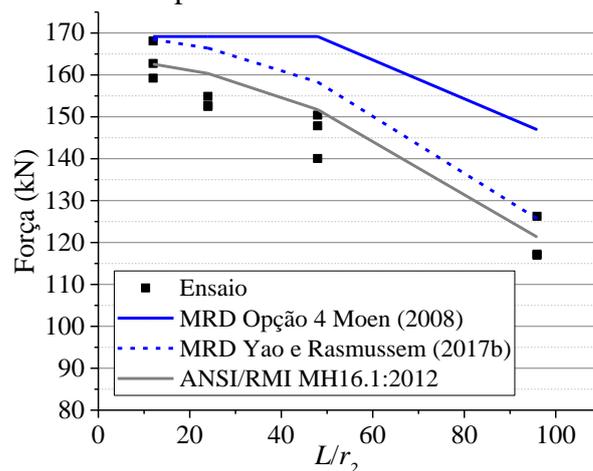
Figura 6.52 - Análise de estabilidade elástica efetuada para as colunas perfuradas.



Fonte: próprio autor.

A Figura 6.53 mostra o comportamento das previsões de projeto frente os resultados experimentais. Para as colunas ensaiadas, nota-se que a curva de dimensionamento prevista por Moen (2008) praticamente recupera as curvas de dimensionamento do MRD sem perfurações. Tendo em vista que a principal diferença da Opção 4 de Moen (2008) frente às prescrições do MRD sem perfurações é a transição linear do modo distorcional, diferenças significativas na previsão do MRD com furos seriam evidentes apenas para valores  $\lambda_{dist}$  inferiores à  $\lambda_{d2}$ . Desta forma, tal transição não pôde ser considerada para os resultados da Figura 6.53 visto que  $\lambda_{dist}$  foi, em todos os casos, superior a  $\lambda_{d2}$ . Sendo assim, a previsão e Moen (2008) mostrada na Figura 6.53 não trata-se da previsão teórica mais adequada para as barras analisadas.

Figura 6.53 - Análise das previsões normativas aos dados experimentais.



Fonte: próprio autor.

Diferentemente da previsão de Moen (2008), a previsão teórica de Yao e Rasmussen (2017b) apresenta vantagens significativas em relação ao MRD sem perfurações, principalmente em função da consideração da interação entre os modos distorcional e global.

No caso da Figura 6.53, foram utilizados os valores críticos de força elástica  $N_l$  e  $N_{dist}$  determinados considerando as perfurações no procedimento de Yao e Rasmussen (2017b).

Utilizando a abordagem da área efetiva com base no parâmetro experimental  $Q$ , o método proposto pela ANSI/RMI MH16.1:2012 mostra ser extremamente semelhante ao MRD de Yao e Rasmussen (2017b), sendo inclusive a favor da segurança para as colunas mais curtas e mais longas. No método da ANSI/RMI MH16.1:2012, o parâmetro  $Q$  médio obtido por meio dos ensaios das amostras C300-1, C300-2 e C300-3 foi de 0,811. Quanto à avaliação do modo distorcional, este foi avaliado segundo as recomendações do MRD e, como  $\lambda_{dist}$  resulta, em todos os casos, superior a  $\lambda_{d2}$ , o procedimento recai nas prescrições do MRD sem furos. Sendo assim, conclui-se que, enquanto a eficácia do método de Yao e Rasmussen (2017b) está atrelado à melhora na previsão dos modos distorcionais, o avanço do RMI está atrelado exclusivamente ao uso da área efetiva com base em  $Q$ .

Tendo em vista a semelhança entre os métodos de Yao e Rasmussen (2017b) e o previsto na ANSI/RMI MH16.1:2012, é importante destacar a maior praticidade inerente ao MRD de Yao e Rasmussen (2017b) pois, mesmo que ambos utilizem valores de estabilidade elástica, o RMI ainda requer a obtenção experimental do parâmetro  $Q$ .

Desta forma, os resultados da presente seção fornecem curvas experimentais representativas do comportamento mecânico de colunas curtas a longas – essenciais para a validação do modelo reticulado – como também avaliam as metodologias discutidas no Capítulo 4 para a determinação dos esforços resistentes das barras perfuradas, seja com base no MRD, ou por meio do parâmetro  $Q$ . Destas análises, destacam-se a importância do conhecimento do campo de imperfeições geométricas iniciais para a correta avaliação do comportamento mecânico das colunas e a praticidade dos métodos de projeto baseados no MRD.

### 6.3 Flexão a 4 pontos

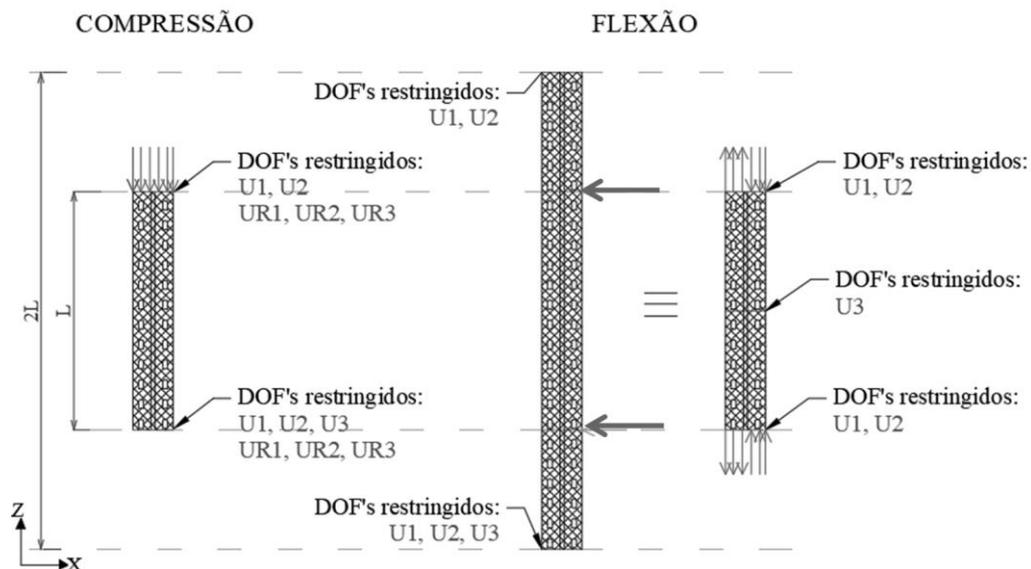
De forma complementar aos ensaios de compressão discutidos na seção 6.2, a presente seção apresenta resultados de capacidade máxima e deslocamentos experimentais de colunas sujeitas a momento fletor constante. Tais resultados são essenciais para a validação do modelo reticulado das colunas tendo em vista que, inseridas em porta-paletes, elas são inevitavelmente

sujeitas à flexão-composta. Desta forma, a completa análise dos modelos reticulados só é efetuada considerando-os ora sob compressão constante e ora sob flexão pura. Além disso, a análise do comportamento das principais vertentes de dimensionamento para a obtenção dos esforços resistentes à flexão é apresentada a fim amparar as análises numéricas discutidas na seção 7.3.

### 6.3.1 Definição das amostras

Após a validação dos modelos reticulados com base nos resultados das colunas à compressão constante, será efetuada a verificação dos modelos numéricos quando sujeitos a momento fletor constante. Portanto, dos comprimentos adotados para o ensaio de compressão, alguns deles foram também adotados para o ensaio de flexão a 4 pontos. A comparação entre os ensaios de compressão e flexão é dada pela Figura 6.54.

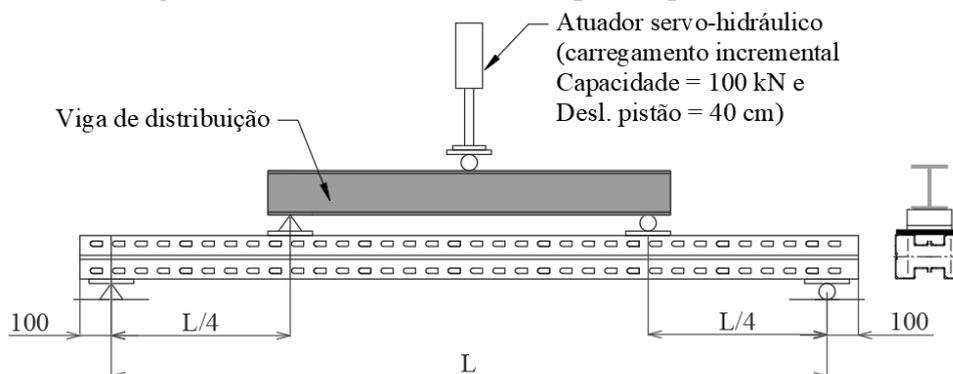
Figura 6.54 - Comparação entre as análises de coluna sob compressão e momento constantes.



Fonte: próprio autor.

A Figura 6.54 mostra a comparação dos resultados de colunas de comprimento  $L$  à compressão com colunas de comprimento  $2L$  à flexão. Isto ocorre porque, experimentalmente, a condição de momento fletor constante foi obtida pelo ensaio de flexão a 4 pontos. Desta forma, apenas o trecho central nos ensaios de flexão são de interesse para a validação dos modelos reticulados. Além disso, para prover a flexão em torno do eixo de maior inércia, as colunas foram ensaiadas aos pares para evitar a aplicação de carregamentos torcionais no centro do vão, como mostra a Figura 6.55.

Figura 6.55 - Ensaio de flexão a 4 pontos para a coluna.



Fonte: próprio autor.

Sendo assim, tendo em vista que as barras de comprimento  $L$  à compressão equivalem ao trecho central das colunas ensaiadas à flexão, seriam necessários os seguintes comprimentos de coluna para os ensaios à flexão: 800, 1400, 2600 e 5000 mm. No caso, considerando as folgas de 100 mm em cada apoio mostradas na Figura 6.55, tais comprimentos referem-se a trechos centrais de coluna sob momento constante iguais a 300, 600, 1200 e 2400 mm, respectivamente. A Tabela 6.6 mostra a previsão teórica dos modos de falha para as colunas à compressão (Figura 6.41) com a previsão teórica com base no MRD para os ensaios de flexão.

Tabela 6.6 - Relação entre os comprimentos das colunas ensaiadas à compressão e à flexão.

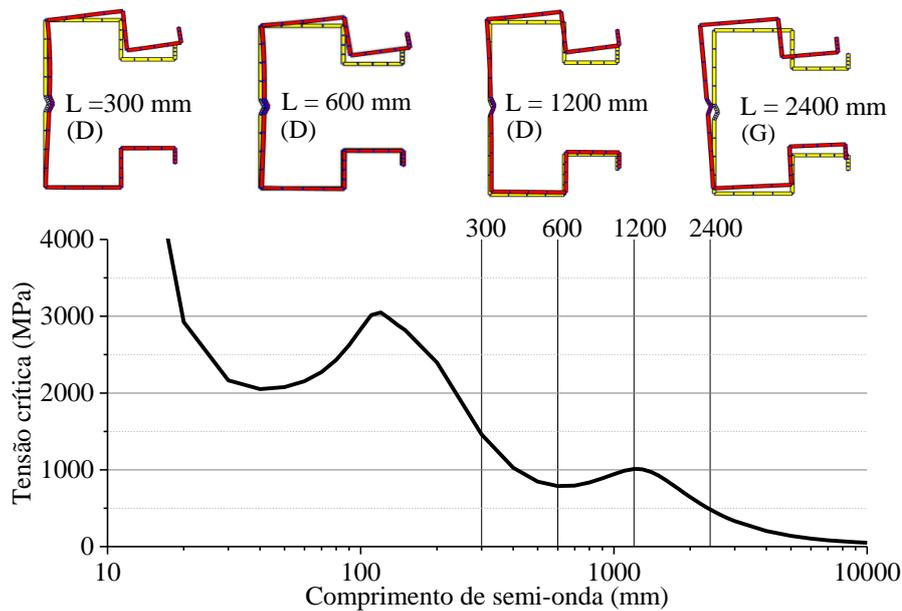
Colunas à compressão		Colunas à flexão (4 pontos)	
L (mm)	Previsão modo de falha	Previsão modo de falha	$L_{\text{central}} \text{ (mm)} / L_{\text{TOTAL}} \text{ (mm)}$
300	L	D	300 / 800
600	L+d	D	600 / 1400
1200	D	D	1200 / 2600
2400	FT	FLT*	2400 / 5000

Nota: \* Ensaio não realizado

Fonte: próprio autor.

Como mostrado na Tabela 6.6, para as colunas avaliadas à flexão, o modo local não é crítico. Para melhor compreender os modos de falha previstos pela Tabela 6.6, a Figura 6.56 apresenta a análise de estabilidade elástica para a coluna sem perfurações sujeita à momento fletor constante em torno de seu eixo de maior inércia efetuada no CUFSM com vinculação biapoiada (S-S). Nesta análise, o comprimento de semi-onda da Figura 6.56 pode ser entendido como o comprimento destravado do ensaio, i.e., o trecho central sob momento constante. Por meio da curva de assinatura, nota-se que o comprimento de 600 mm coincide com o ponto de mínimo para o modo distorcional e o comprimento de 1200 mm praticamente coincide com o limite entre os modos distorcional e FLT. Desta forma, para a barra de comprimento 2400 mm, o modo crítico é o FLT.

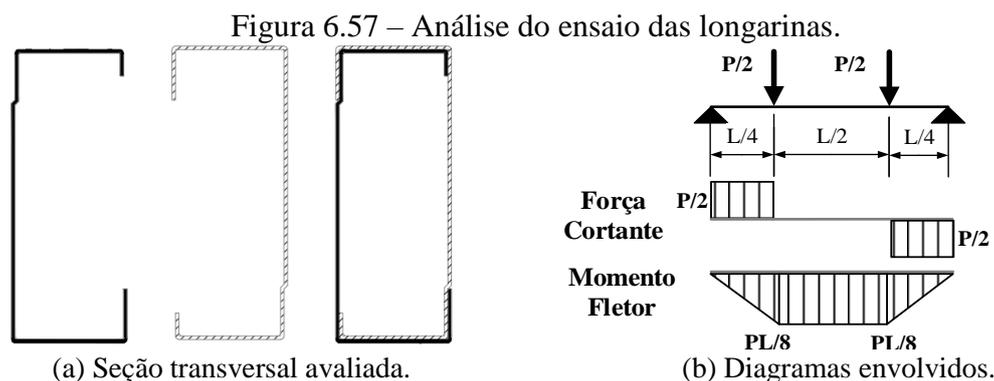
Figura 6.56 - Análise de estabilidade elástica da coluna (sem perfurações) sujeita à flexão pura efetuada no CUFSM.



Fonte: próprio autor.

Tendo em vista a dificuldade de execução de ensaios cuja falha ocorre por FLT, a validação do modelo reticulado sujeito a momento constante se limitou às falhas do tipo distorcional. Neste sentido, somente os comprimentos centrais iguais a 300, 600 e 1200 mm foram adotados resultando em barras de comprimento total igual a 800, 1400 e 2600 mm, respectivamente. Assim, com estes comprimentos, será possível comparar o comportamento mecânico das colunas analisadas por modelos reticulados de mesmo comprimento sujeitos ora à flexão e ora à compressão com os modos de falha observadas na Tabela 6.6. Detalhes desta comparação são apresentados na seção 7.2.

O estudo à flexão foi estendido também às longarinas. Apresentada na Figura 6.57, a longarina estudada suporta um carregamento nominal de 30 kN por par de longarinas. Apesar de não serem, geralmente, os elementos críticos de uma estrutura porta-paleta, a longarina utilizada no presente estudo trata-se de uma seção composta definida por soldas intermitentes ao longo de seu comprimento. Neste sentido, foi efetuada uma investigação do seu comportamento mecânico para atestar se sua ruína ocorre considerando a barra como seção composta ou por meio de dois perfis isolados.



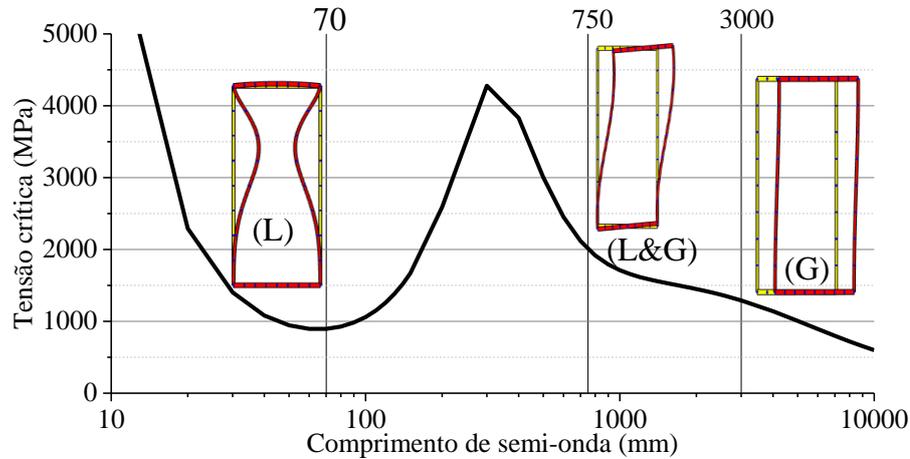
Fonte: NSF/próprio autor.

A análise teórica deste perfil foi efetuada considerando-o como um único perfil tubular retangular, i.e., admitindo ambos os perfis C trabalhando juntos, e considerando contenções laterais nos pontos de aplicação de carregamento. A previsão teórica por meio do MRD indica que, para comprimentos até aproximadamente 15 metros, o momento resistente de cálculo é comandado pela plastificação da seção sem a ocorrência de modos localizados nem tampouco modos globais de instabilidade. Porém, a fim de investigar possíveis falhas decorrentes de modos locais, foi adotado, para o ensaio de flexão, o menor comprimento possível para as longarinas.

Limitando o momento máximo da Figura 6.57 ao momento de plastificação da seção transversal da longarina, obtém-se o valor do carregamento  $P$  que pode ser aplicado à longarina. Desta forma, quanto menor o comprimento da barra, maior é o valor de  $P$ . O aumento de  $P$ , por sua vez, mobiliza mais a capacidade cortante da estrutura, até o limite em que a falha se dá por cisalhamento e não por momento fletor. Visando que a falha do ensaio seja por momento fletor no trecho central da longarina, a previsão teórica indicou que seu comprimento total ( $L$ ) deve ser no mínimo 1400 mm. Assim, foram adotadas longarinas de 1700 mm de comprimento tendo em vista que, considerando 100 mm de folga para cada apoio (conforme a Figura 6.55), o comprimento central resulta em 750 mm. Além disso, foram adotadas contenções laterais nos pontos de aplicação do carregamento.

Por fim, assim como nas colunas, foi efetuada a análise de estabilidade elástica da longarina em que o comprimento de semi-onda mostrado na Figura 6.58 pode ser entendido como o trecho central do ensaio.

Figura 6.58 - Análise de estabilidade elástica da longarina considerada como perfil tubular por meio do CUFSM.



Fonte: próprio autor.

Com base na Figura 6.58, foi mantido o comprimento das longarinas em 1700 mm tendo em vista que o modo de instabilidade indicado pela curva de assinatura o para o trecho central de 750 mm é a transição entre os modos local e global, permitindo, assim, a execução do ensaio.

### 6.3.2 Ensaio

O ensaio de flexão a 4 pontos das colunas e longarinas foi realizado no Laboratório de Estruturas Professor Dante Martinelli (LE) do Departamento de Engenharia de Estruturas, como mostram as Figuras 6.59 e 6.60.

Como comentado e apresentado pela Figura 6.59, as colunas foram ensaiadas aos pares. Para tal, os modelos foram compostos por suportes nas regiões dos apoios e cantoneiras responsáveis por promover o travamento lateral entre as colunas a fim de evitar a aplicação de momento torçor no trecho central de cada uma delas. É importante destacar que nenhuma cantoneira de travamento lateral foi posicionada no trecho central submetido à momento constante.

Quanto ao ensaio das longarinas, foram utilizados 4 sistemas de contenção lateral, dois em cada ponto de aplicação do carregamento, como mostra a Figura 6.60.

Figura 6.59 – Ensaio de flexão das colunas.



Vista frontal do ensaio das colunas

Vista lateral do ensaio das colunas

Fonte: próprio autor.

Figura 6.60 - Ensaio de flexão das longarinas.



Vista frontal do ensaio das longarinas

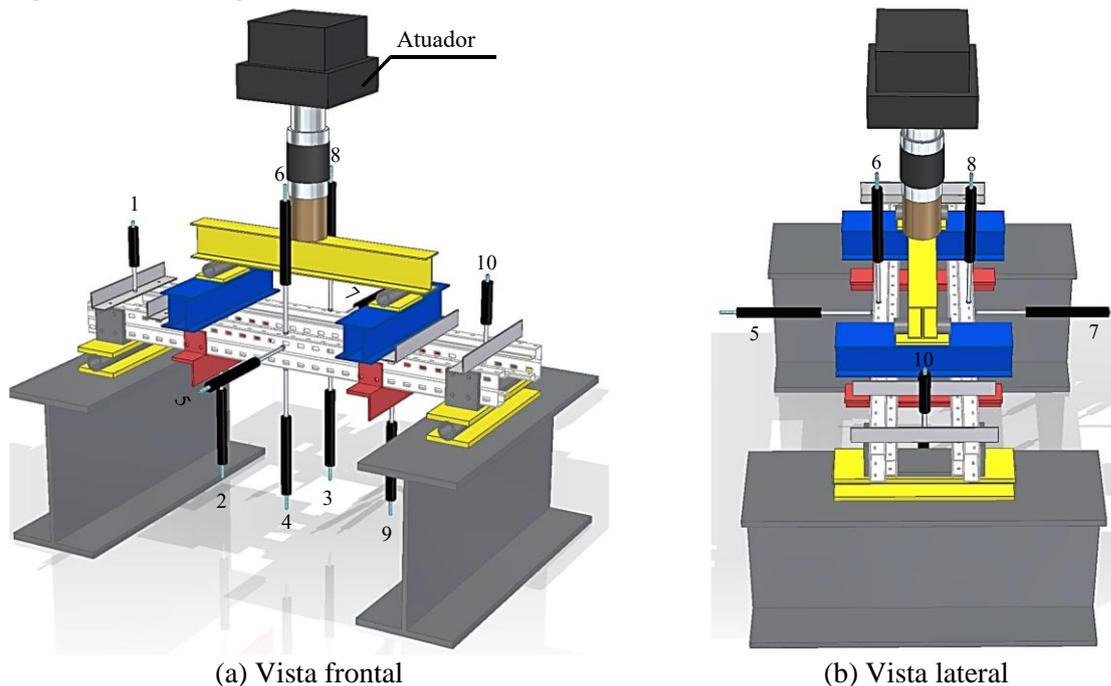
Vista lateral

Fonte: próprio autor.

Primeiramente, tanto para as colunas quanto para as longarinas, uma força referente a 10% da força última prevista foi aplicada aos modelos a fim de garantir o contato entre todos os seus componentes, eliminando eventuais folgas. Em seguida, os protótipos foram descarregados até o nível de 0,5 kN e, então, carregados até sua falha. Os ensaios foram realizados com controle de deslocamento do pistão do atuador servo-hidráulico MTS de capacidade de 500 kN a uma taxa de 0,01 a 0,04 mm/s. Os registros de força, deslocamentos dos transdutores de deslocamento e do atuador foram efetuados a cada segundo.

A instrumentação dos ensaios das colunas à flexão foi composta por 10 transdutores de deslocamento, como mostra a Figura 6.61. A Figura 6.61 mostra que os transdutores 1 e 10 são responsáveis pelos deslocamentos verticais dos apoios (posicionados nas cantoneiras); o 2 e o 9, pelos deslocamentos verticais das colunas no ponto de aplicação da força (também posicionados em cantoneiras); o 3 e o 4 destinam-se ao registro do deslocamento vertical do meio do vão (um em cada coluna); e os transdutores 5 e 7 (deslocamentos horizontais) e 6 e 8 (deslocamentos verticais) registram possíveis falhas distorcionais.

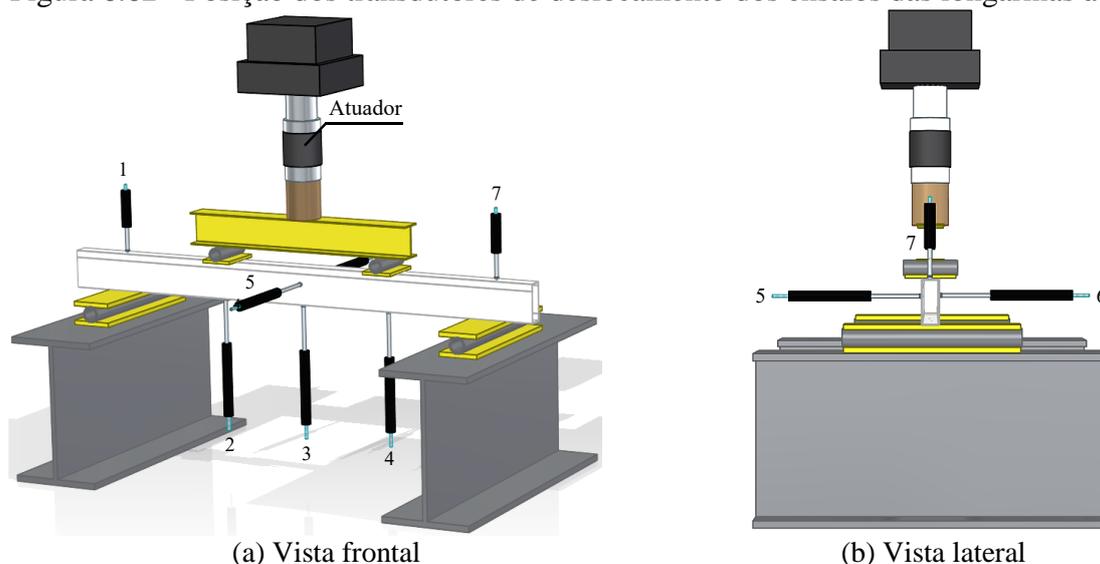
Figura 6.61 - Posição dos transdutores de deslocamento dos ensaios das colunas à flexão.



Fonte: próprio autor.

A instrumentação dos ensaios das longarinas foi semelhante ao das colunas. Novamente, 7 transdutores foram responsáveis por registrar o comportamento mecânico de cada amostra, porém a Figura 6.62 indica algumas diferenças em comparação ao ensaio das colunas. A Figura 6.62 mostra que os transdutores 1 e 7 são responsáveis pelos deslocamentos verticais dos apoios; o 2 e o 4, pelos deslocamentos verticais da longarina no ponto de aplicação da força; o 3 destina-se ao registro do deslocamento vertical do meio do vão; e os transdutores 5 e 6 (deslocamentos horizontais) registram possíveis falhas locais, conforme mostrado o resultado para o comprimento de semi-onda igual a 750 mm na Figura 6.58. No caso, os transdutores 5 e 6 foram posicionados um em cada perfil C que compõe a seção composta à 50 mm da face superior do perfil.

Figura 6.62 - Posição dos transdutores de deslocamento dos ensaios das longarinas à flexão.



Fonte: próprio autor.

A Tabela 6.7 reúne os resultados experimentais para as colunas e longarinas submetidas à flexão a 4 pontos. Na Tabela 6.7,  $P_{m\acute{a}x}$  é a máxima força acusada pelo atuador e  $M_{m\acute{a}x}$  é seu respectivo valor de momento fletor constante observado no trecho central de cada barra.

Tabela 6.7 - Reunião de colunas e longarinas sob flexão a 4 pontos.

Ensaio	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)	Momento fletor constante (kN.cm)			C.O.V. (%)	Falha
		$M_{m\acute{a}x}$	Média	Desvio Padrão		
F800-1	103,05	386,45				Distorcional**
F800-2*	103,05	386,45				Distorcional**
F800-3*	105,36	395,09	390,07	4,01	1,03	Distorcional**
F800-4	105,36	395,09				Distorcional**
F800-5*	103,65	388,68				Distorcional**
F800-6	103,65	388,68				Distorcional**
F1400-3*	60,73	455,51				Distorcional
F1400-4	60,73	455,51	470,55	17,38	3,69	Distorcional com torção após a falha
F1400-5	64,75	485,60				Distorcional com torção após a falha
F1400-6*	64,75	485,60				Distorcional
F2600-1	34,49	517,41				Distorcional com torção após a falha
F2600-2*	34,49	517,41				Distorcional
F2600-3	35,06	525,86	519,62	4,90	0,94	Distorcional com torção após a falha
F2600-4*	35,06	525,86				Distorcional
F2600-5	34,37	515,58				Distorcional com torção após a falha
F2600-6*	34,37	515,58				Distorcional
1700-1	47,88	897,83				Plastificação
1700-2	44,85	840,88	859,48	33,21	3,86	Plastificação e torção
1700-3	44,79	839,74				Plastificação

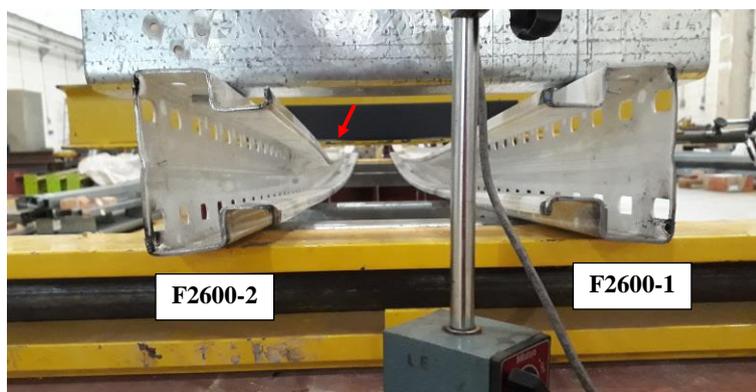
Nota: \* Coluna que falhou.

\*\* Presença de esmagamento do perfil nos pontos de aplicação do carregamento.

Fonte: próprio autor.

Como esperado, a Tabela 6.7 mostra que o modo de falha predominante nas amostras de coluna foi o modo distorcional. Diferentemente dos ensaios à compressão centrada, não houve diferenças significativas entre os modos de falha nem tampouco grandes diferenças na capacidade última das barras. Ou seja, o efeito das imperfeições geométricas iniciais no comportamento mecânico das barras à flexão mostrou-se mínimo. A Figura 6.63, a Figura 6.64 e a Figura 6.65 mostram os modos distorcionais observados para as colunas de trecho central 1200 mm, 600 mm e 300 mm, respectivamente.

Figura 6.63 - Modo de falha de colunas de 2600 de comprimento total.



(a) Modelo no ensaio



(b) Modelo após ensaio

Fonte: próprio autor.

Figura 6.64 - Modo de falha das colunas com 600 mm de trecho central.



Fonte: próprio autor.

Figura 6.65 - Modo de falha das colunas curtas à flexão.

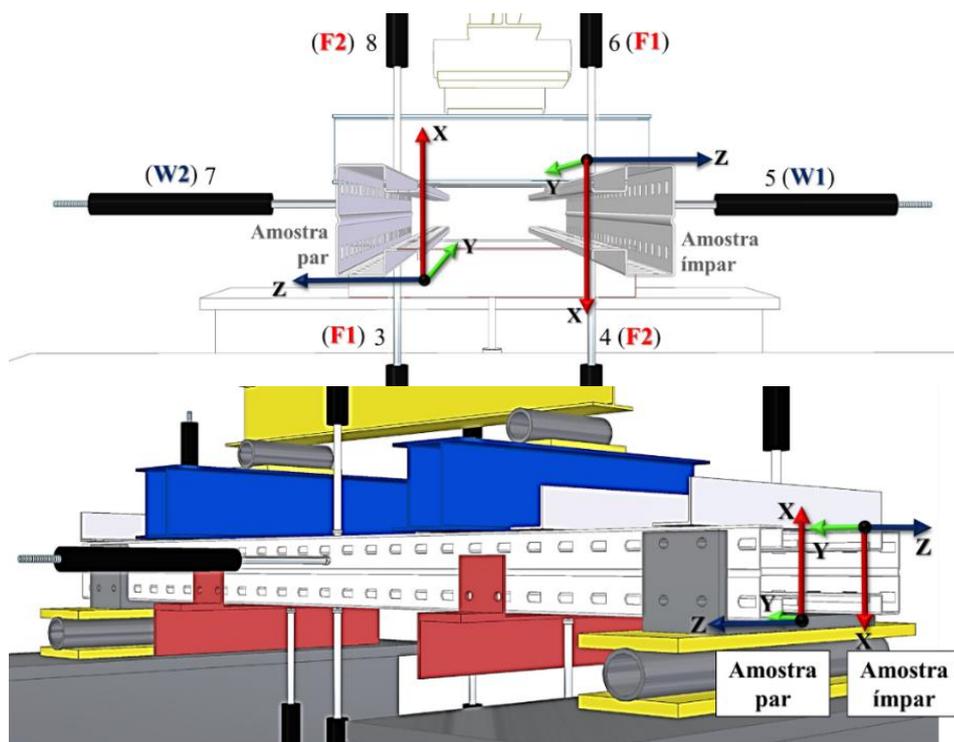


Fonte: próprio autor.

Apesar de todos os modos de falha serem distorcionais algumas observações são necessárias. Como as colunas são ensaiadas aos pares, inevitavelmente, uma delas falha primeiro e, após esta ruína, observa-se, em algumas amostras, um pequeno movimento de torção na coluna adjacente em decorrência da falha da primeira coluna. Por exemplo, no modelo composto pelas colunas F2600-3&4, a F2600-3 apresentou torção logo após a F2600-4 falhar por modo distorcional. O mesmo ocorreu para o par F2600-5&6.

A Figura 6.66 mostra a posição do sistema coordenado adotado para permitir a comparação dos resultados experimentais de ambas as amostras de cada modelo ensaiado com as simulações efetuadas por meio do MEF reportadas na seção 7.2. Note que, o posicionamento do sistema XYZ mostrado na Figura 6.66 é o mesmo adotado na medição das imperfeições geométricas iniciais das colunas (seção 6.1.2) e no ensaio de compressão (seção 6.2). Considerando a coluna em sua posição de montagem no rack, Y tem sentido positivo para cima com  $Y=0$  no solo, e a coluna está sempre contida no setor XZ positivo.

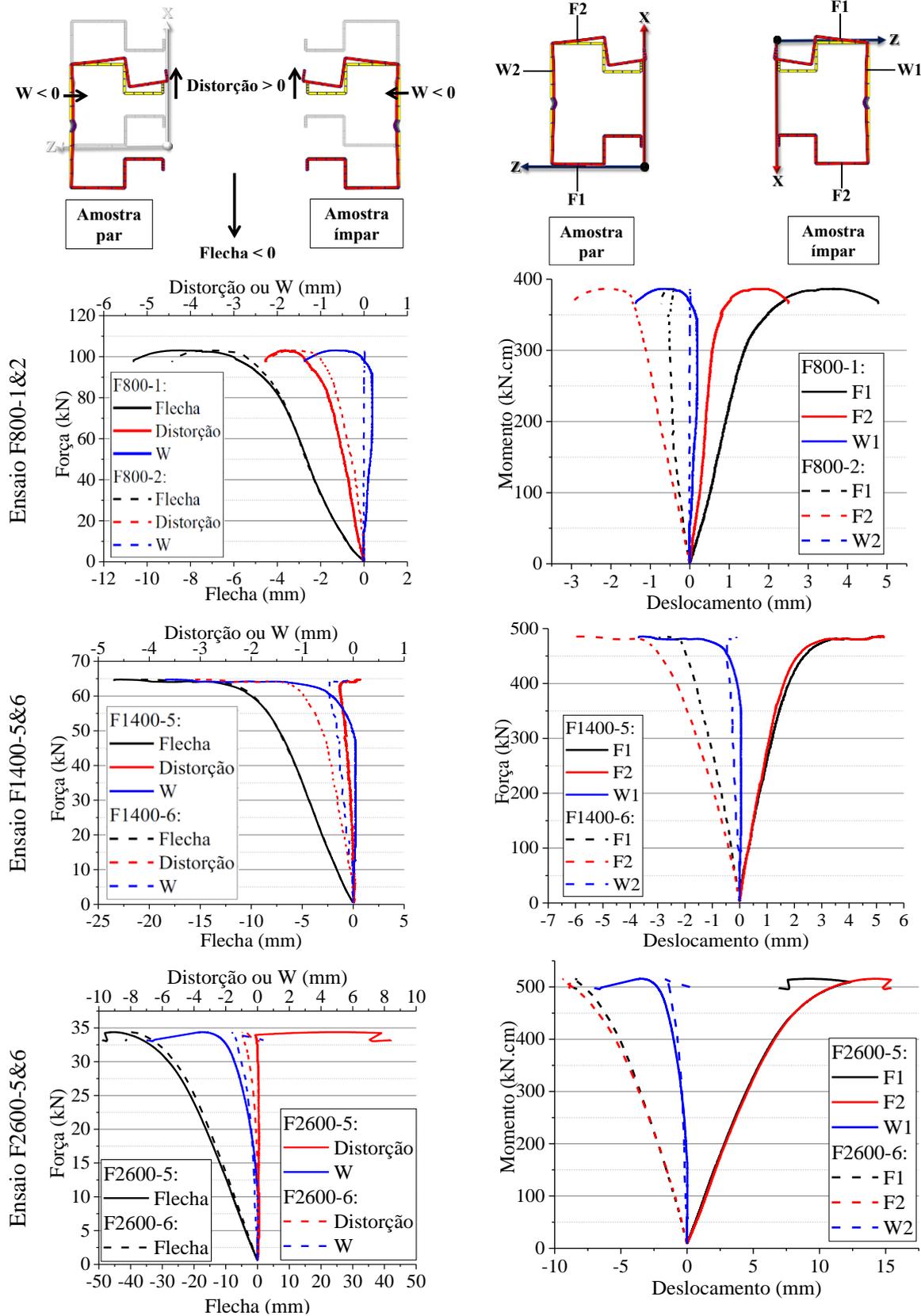
Figura 6.66 - Posição dos sistemas coordenados nas amostras ímpar e par.



Fonte: próprio autor.

A Figura 6.67 mostra os resultados experimentais obtidos para os ensaios F800-1&2, F1400-5&6 e F-2600-5&6. A reunião de todos os resultados apresentados na Tabela 6.7 é apresentada no Apêndice D. As grandezas força e momento apresentadas nas análises da Figura 6.67 tratam-se dos registros de P e M, respectivamente, referidos na Tabela 6.7, durante os ensaios.

Figura 6.67 - Resultados experimentais para ensaios F800-1&2, F1400-5&6 e F-2600-5&6. Análise dos deslocamentos totais do ensaio: Análise do trecho central:



Fonte: próprio autor.

Como os valores experimentais são utilizados para caracterizar o trecho central das colunas, os deslocamentos verticais, referenciados por F1 e F2 na Figura 6.67, não se tratam dos valores totais obtidos no ensaio. Tais grandezas tratam-se dos deslocamentos verticais relativos aos pontos de aplicação do carregamento. Em síntese, para as amostras de numeração ímpar, F1 é dado pela Equação (68).

$$F1 = \Delta_4 - \frac{\Delta_2 + \Delta_9}{2} \quad (68)$$

Na Equação (68),  $\Delta_i$  são os deslocamentos dos transdutores ( $i$ ) 2, 4 e 9. Análises análogas foram efetuadas para o deslocamento F2 da amostra ímpar e F1 e F2 para as amostras de numeração par.

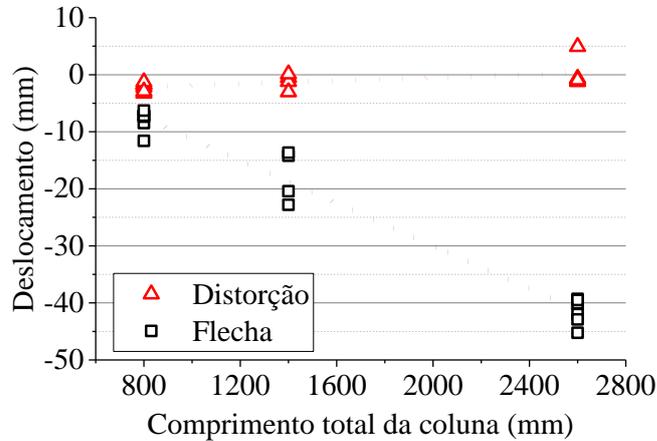
Além dos resultados para os grandezas denominadas F1, F2, W1 e W2 segundo as referências mostradas na Figura 6.66, as análises mostradas na Figura 6.67 mostram também resultados para as grandezas denominadas “flecha”, “distorção” e W. Como esperado, flecha trata-se da flecha total no meio do vão, i.e., do resultado dos transdutores 3 ou 4 para as amostras ímpar ou par, respectivamente. Distorção trata-se de uma grandeza responsável por mensurar o efeito do modo distorcional durante o ensaio. Trata-se do deslocamento oriundo do modo distorcional da mesa superior dos perfis, resultado obtido da subtração ( $\Delta_6 - \Delta_4$ ) ou ( $\Delta_8 - \Delta_3$ ), com a adequada correção de sinais, para as amostras ímpar ou par, respectivamente. Por fim, é apresentado também o deslocamento lateral da alma, denominado apenas por W tanto para as amostras ímpares e pares. Na Figura 6.67, são apresentados os sentidos positivos e negativos para tais grandezas.

Enquanto as análises descritas em função da força do atuador, da flecha total, da distorção e do deslocamento lateral (W) facilitam a compreensão dos fenômenos envolvidos no ensaio, a grandeza momento juntamente com os deslocamentos descritos como F1, F2, W1 e W2 são fundamentais para a validação do modelo reticulado. Por exemplo, os resultados muito próximos para as flechas das amostras ímpar e par de cada ensaio mostradas na Figura 6.67 atestam a simetria do aparato experimental da Figura 6.61. Dentre os ensaios efetuados, nota-se que os sistemas com maior simetria foram os de colunas com 1400 mm de comprimento total.

Além das curvas de distorção, o efeitos da distorção também pode ser analisados graficamente pelo comportamento dos curvas F1 e F2 de cada coluna. Por exemplo, as curvas F1 e F2 da coluna F1400-5 são muito mais próximas do que as observadas na coluna F1400-6, indicando que, de fato, a distorção que ocorre na amostra par é mais proeminente. Além disso,

a Figura 6.68 mostra a relação entre os deslocamentos vertical (flecha) e de distorção obtidos na capacidade máxima da coluna.

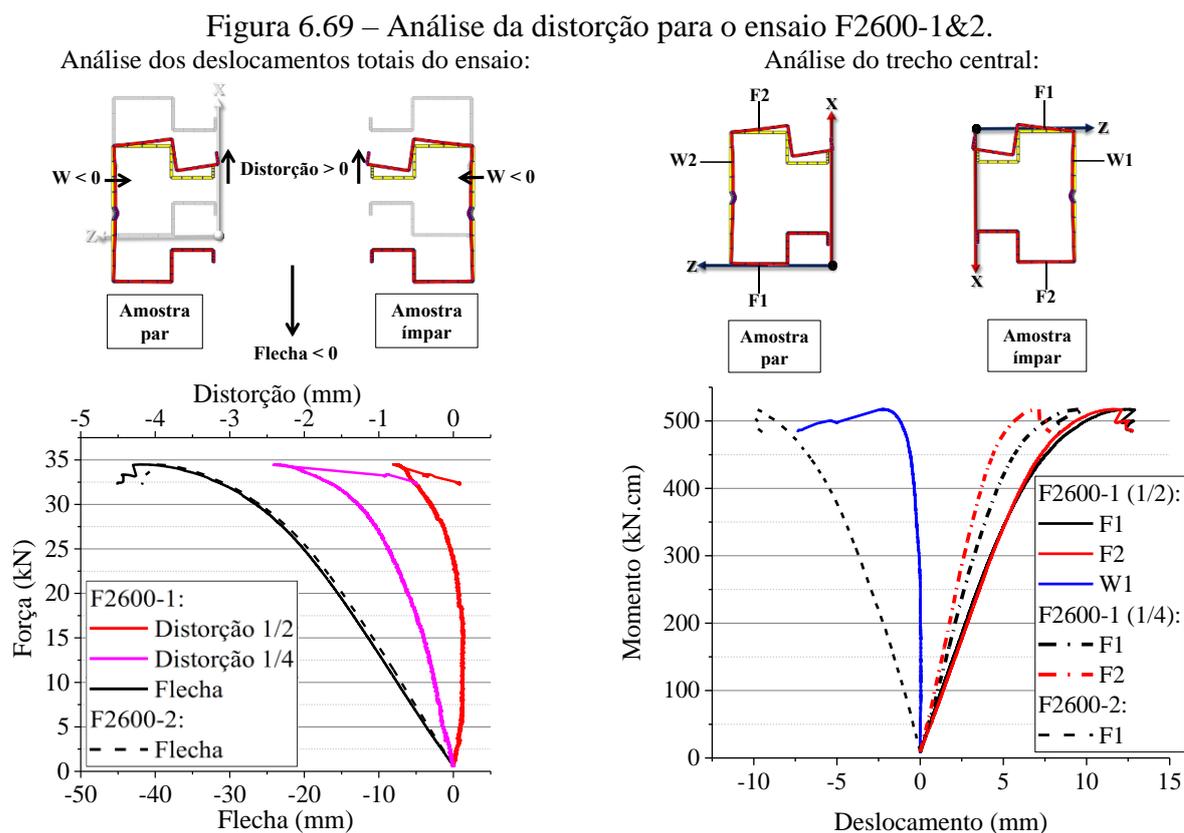
Figura 6.68 - Análise dos deslocamentos vertical (flecha) e de distorção.



Fonte: próprio autor.

A Figura 6.68 mostra que, enquanto as flechas dos ensaios tendem a praticamente dobrar com o aumento do comprimento das amostras, o nível de distorção não segue o mesmo comportamento. A variação da distorção mostra-se mais de 10 vezes inferior que a da flecha, sendo que distorção nas amostras de comprimento 1400 mm e 2600 mm são muito semelhantes – com exceção da amostra F2600-5 que apresentou valores altos de distorção devido à torção após a falha do sistema. Diferentemente das barras mais longas, o efeito denominado por “distorção” nas barras mais curtas (800 mm) não se deve exclusivamente ao fenômeno de instabilidade distorcional. Nestas barras, a grandeza “distorção” mostra-se influenciada pelo esmagamento das mesas provocado pela concentração de tensões nos pontos de aplicação do carregamento. Sendo assim, os ensaios com as colunas de comprimento central 300 mm não podem ser utilizados como representativos do modo distorcional de instabilidade.

Diferentemente das colunas de comprimento 800 mm e 1400 mm, a Figura 6.69 mostra que, para o primeiro ensaio com amostras de 2600 mm, foi utilizada um esquema de instrumentação diferente a fim de obter mais detalhes sobre o modo distorcional nas colunas cujo trecho central é mais longo. No ensaio composto por F2600-1 e F2600-2, os transdutores de numeração 7 e 8 foram posicionados na amostra ímpar à  $\frac{1}{4}$  do ponto de aplicação do carregamento sendo o 7 apoiado na face inferior do perfil e o 8 na superior. Desta forma, assim como efetuado o cálculo da distorção no meio do vão ( $\Delta_6 - \Delta_4$ ), foi também determinado o deslocamento de distorção à  $\frac{1}{4}$  do vão pela subtração ( $\Delta_8 - \Delta_7$ ), com as devidas correções de sentido.



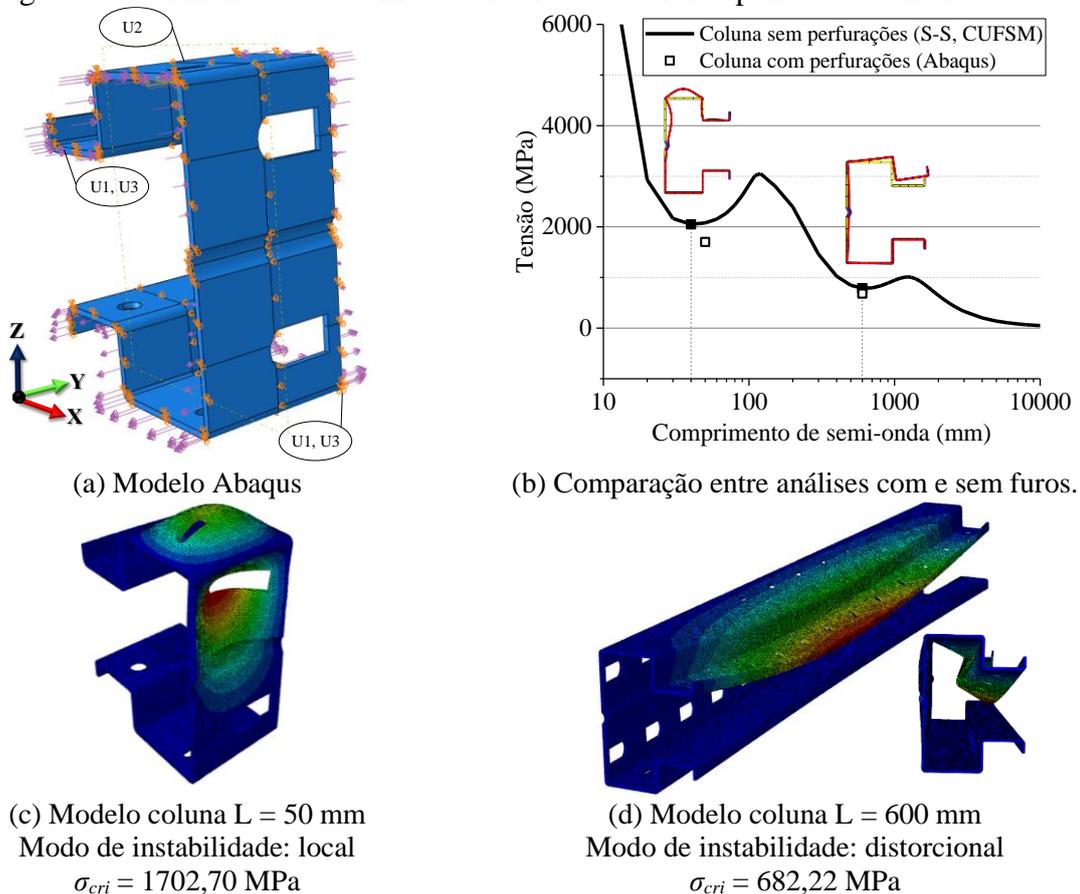
Como esperado, a Figura 6.69 mostra que os deslocamentos na direção X da amostra F2600-1 para F1 e F2 à  $\frac{1}{4}$  são inferiores ao observado no meio da barra, porém com uma diferença importante: a diferença relativa F2-F1 obtida da instrumentação à  $\frac{1}{4}$  mostra-se significativamente superior do que à observada à meio vão, corroborando que de fato existe uma variação da distorção ao longo da barra. Além disso, a instrumentação da distorção à  $\frac{1}{2}$  e à  $\frac{1}{4}$  do vão permitiu atestar de fato a ocorrência de apenas 1 semi-onda distorcional em seu modo de falha visto que as curvas de distorção mostradas na Figura 6.69 são praticamente paralelas. Sendo assim, visto que nas amostras de comprimento total 2600 mm houve a ocorrência de apenas 1 semi-onda, é possível atestar que para as amostras menores, o número máximo de semi-ondas observado é também 1.

Quanto ao dimensionamento das colunas submetidas a momento fletor constante, foram avaliados os seguintes procedimentos: (i) previsão normativa da ANSI/AISI S100:2020 baseada no MRD para seções com furos, i.e., a Opção 4 de Moen (2008) para a flexão; e (ii) a prescrição vigente do ANSI/RMI MH16.1:2012 com base no parâmetro  $Q$ .

De forma análoga ao apresentado na seção anterior para o dimensionamento à compressão, foi necessário efetuar a modelagem da coluna perfurada no *software* Abaqus a fim de determinar, para as condições de contorno do ensaio, e considerando as perfurações, a tensão

crítica local e distorcional. A Figura 6.70 mostra o modelo em elementos finitos sólidos utilizado e os resultados para os comprimentos de coluna iguais a 50 e 600 mm. As condições de contorno e carregamento seguiram as recomendações efetuadas por Moen e Schafer (2009b) que efetuaram a análise da estabilidade elástica de barras perfuradas à flexão por elementos finitos de casca. Isto é, nas extremidades de cada coluna foram restringidos os deslocamentos no plano XZ, enquanto que o deslocamento axial foi restringido apenas na seção à meia altura. Estas condições de contorno representam adequadamente o comportamento mecânico do trecho central das colunas à flexão na medida em que garantem que o empenamento nas extremidades da coluna não seja impedido e que o trecho de barra modelado esteja submetido a momento fletor constante.

Figura 6.70 - Análise de estabilidade elástica das colunas perfuradas à flexão.



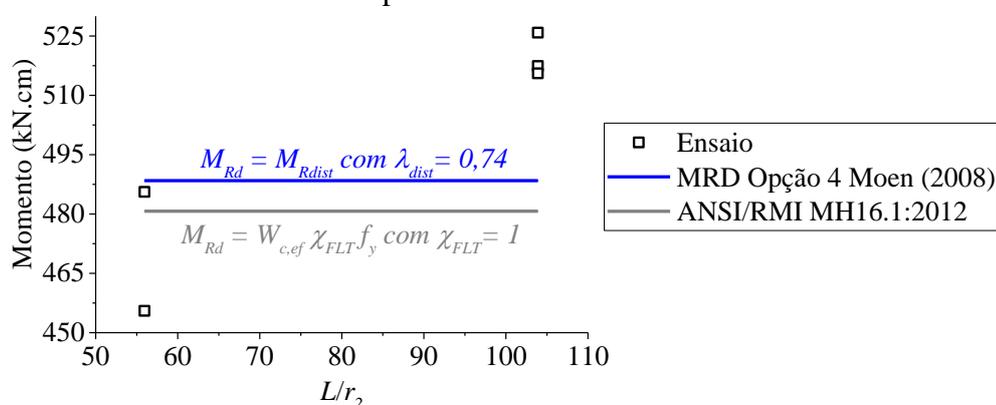
Fonte: próprio autor.

Assim como efetuado na seção 6.2, os comprimentos de coluna adotados estão na região de ponto mínimo da curva de assinatura efetuada para a seção sem furos, como mostra a Figura 6.70b. No caso do modo local, optou-se por analisar o caso de uma barra de 50 mm ao invés de 40 mm (mínimo local das barras não perfuradas) em função do passo da perfuração  $p$  (50 mm). Desta forma, todos os modelos possuem suas seções de extremidades sem perfurações. Como

esperado, Figura 6.70b mostra que os valores de tensão crítica obtidos para os modelos de colunas perfuradas são inferiores aos apresentados pela curva de assinatura da seção com furos.

A partir das tensões críticas apresentadas na Figura 6.70, a Figura 6.71 mostra a aplicação dos procedimentos do AISI (MRD) e do RMI às colunas ensaiadas à flexão. Note que, os resultados para os ensaios cujo trecho central é de 300 mm não são apresentados pois foram ensaios excepcionalmente afetados pela concentração de tensões nos pontos de aplicação do carregamento.

Figura 6.71 - Previsões normativas previstas pela ANSI/AISI S100:2020 e ANSI/RMI MH16.1:2012 para as barras ensaiadas à flexão.



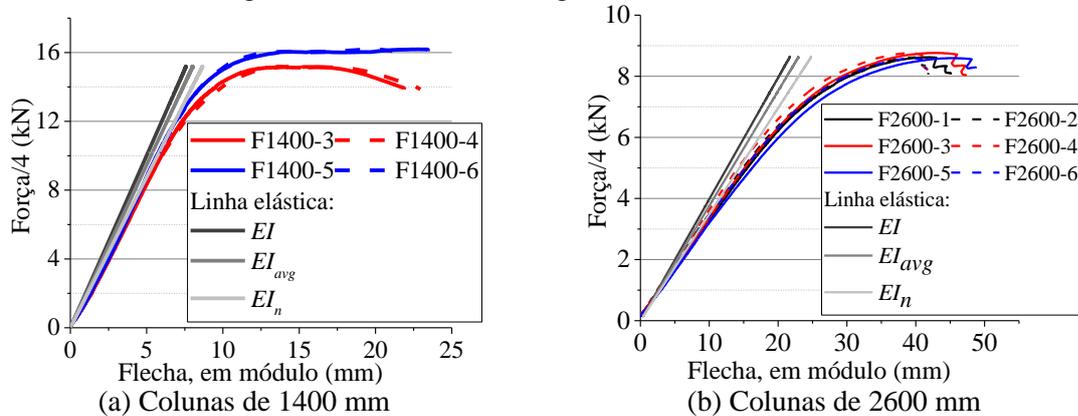
Fonte: próprio autor.

Diferentemente do caso à compressão em que o MRD considerando as perfurações previsto na ANSI/AISI S100:2020 (Opção 4 de Moen (2008)) prevê resultados contra-segurança, no caso do dimensionamento à flexão tal procedimento mostra-se mais adequado. Novamente, a diferença fundamental entre ambas metodologias é que, para a previsão de Moen (2008), as falhas mostradas na Figura 6.71 são devido exclusivamente ao modo distorcional, i.e., não há previsão de modos de falha globais nem locais. Em contrapartida, a previsão do RMI indica uma falha governada pelo modo local visto que  $\chi_{FLT}$  resulta unitário e  $M_{R,dist}$  é superior que o valor resistente gerado utilizando  $W_{c,ef}$ .

Além da análise das previsões normativas, os resultados experimentais das colunas permitiram avaliar o parâmetro de rigidez à flexão  $EI$ , em que  $I$  é o momento de inércia principal maior. A Figura 6.72 mostra os dados experimentais relativos à flecha (em módulo) das amostras de 1400 e 2600 mm, comparando-as com os resultados teóricos advindos da linha elástica considerando duas forças concentradas de carregamento de valor “força/4” em cada uma, em que “força” é o carregamento acusado nos ensaios, aplicado pelo atuador. A Figura 6.72 mostra que, considerando os valores de rigidez  $EI$ ,  $EI_{avg}$  e  $EI_n$ , a rigidez elástica que melhor

representa tanto as colunas de comprimento 1400 mm, quanto as barras de 2600 mm de comprimento, é a definida pelo momento de inércia líquido da seção mínima da coluna, i.e.,  $EI_n$ .

Figura 6.72 - Análise da rigidez à flexão das colunas.



Fonte: próprio autor.

Por fim, quanto aos ensaios de flexão das longarinas, não foram observados modos de instabilidade, sejam globais, locais ou distorcionais (no caso, possíveis nos perfis C individuais) na falha das amostras 1700-1 e 1700-3. Apenas para a amostra 1700-2, foram observados modos de falha torcionais. Todavia, tal ruína foi afetada principalmente por imperfeições de torção geradas na etapa de montagem do ensaio. A Figura 6.73 destaca as regiões de concentração de tensões provocada pelos pontos de aplicação do carregamento, típicas nas amostras 1700-1 e 1700-3, e a torção observada na longarina 1700-2.

Figura 6.73 - Falha da longarina à flexão.



(a) Modo típico das amostras 1700-1 e 1700-3.



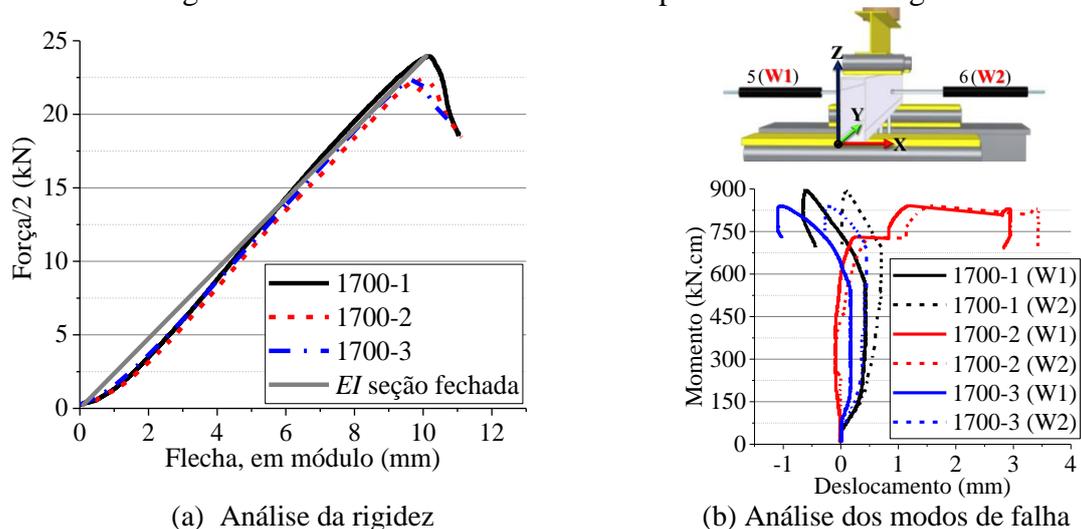
(b) Modo de falha da 1700-2.

Fonte: próprio autor.

A Figura 6.74 apresenta os resultados experimentais das 3 amostras de longarinas à flexão. Quanto à rigidez à flexão das longarinas, a Figura 6.74a apresenta a análise da flecha total (módulo) de cada longarina frente ao deslocamento previsto pela análise da linha elástica de uma viga, de seção tubular fechada, biapoiada e carregada por 2 forças concentradas de intensidade “força/2”, em que “força” é o carregamento aplicado pelo atuador durante os ensaios. Como esperado, de fato, a seção avaliada para as longarinas pode ser entendida como

uma seção composta, simplificada avaliada como retangular, cujos modos de instabilidade local e distorcional não são críticos.

Figura 6.74 - Análise dos resultados experimentais das longarinas.



Fonte: próprio autor.

De forma complementar, a Figura 6.74b mostra que, de fato, a plastificação foi o fenômeno governante na falha das amostras tendo em vista que a média dos valores de momento fletor máximo foi apenas 6% inferior ao momento de plastificação da seção, considerando-a como retangular com espessura de mesas igual a 3 mm e da alma 1,5 mm, resultando em  $M_y$  igual a 914,38 kN.cm.

Desta forma, os resultados da presente seção juntamente com os da seção 6.2 fornecem as curvas experimentais representativas do comportamento mecânico de colunas e longarinas, essenciais para o desenvolvimento das análises numéricas do Capítulo 7. Além disso, em ambas seções, foi avaliada a adequabilidade dos procedimentos de previsão normativas com base no MRD e no parâmetro  $Q$ .

#### 6.4 Ensaio da ligação longarina-coluna

A presente seção apresenta os ensaios da ligação semirrígida BCC efetuados no Laboratório de Engenharia de Estruturas da EESC-USP. Para tal, por meio da análise dos aparatos experimentais discutidos na seção 2.4, é apresentado o esquema experimental adotado para avaliar a rigidez da ligação por encaixe da longarina na coluna perfurada.

Os ensaios da ligação da base não foram efetuados no presente estudo visto que sua representatividade é limitada frente à sua complexidade. Complexidade esta devido principalmente: à dificuldade em definir um bloco de fundação representativo; à dificuldade em impedir a existência de momentos torçores nas colunas e flexões indesejadas geradas pela não contenção adequada do bloco de concreto; e, ainda, à demanda de um extenso estudo experimental contemplando uma faixa adequada de valores de força axial  $F_1$  para que seus resultados possam ser utilizados de forma condizente.

Apesar destas peculiaridades, Godley, Beale e Feng (1998) alertam que tanto para a fundação construída com madeira quanto para a de concreto, as inclinações iniciais das curvas de momento-rotação são as mesmas. I.e., o valor de  $F_1$  não afeta significativamente a rigidez inicial da curva, mas sim a capacidade máxima do sistema. Desta forma, optou-se, no presente estudo, por adotar a formulação teórica desenvolvida por Sarawit e Peköz (2002), representadas pelas Equações (12) e (13), como rigidez elástica linear aplicável para qualquer nível de força axial da coluna. Apesar de simplificadora, trata-se de uma abordagem a favor da segurança, na medida em que Sarawit e Peköz (2002) alertam que as expressões analíticas supracitadas resultam em uma menor rigidez do que o piso real poderia desenvolver.

#### **6.4.1 Definição das amostras**

A partir da comparação apresentada pela Tabela 2.2, a princípio, entende-se que os ensaios que melhor representam o comportamento  $M-\theta$  das ligações BCC são o efeito de pórtico modificado e a dupla longarina em balanço.

Todavia, apesar de promissor, o ensaio intitulado efeito de pórtico modificado requer a adoção das hipóteses simplificadoras de Sarawit e Peköz (2006a) para a determinação da curva momento-rotação da ligação. I.e., o comportamento mecânico da ligação semirrígida não pode ser diretamente determinado somente com a estática das estruturas. A dificuldade em determinar a curva momento-rotação trata-se de uma consequência inevitável das dificuldades envolvidas também na execução do ensaio.

Neste contexto, dentre ensaios de ligações semirrígidas apresentadas na seção 2.4.1, nota-se que, apenas dois permitem a determinação direta do diagrama momento-rotação para uma

ligação individual baseando-se apenas na estática das estruturas. Trata-se dos ensaios da longarina em balanço e da dupla longarina em balanço.

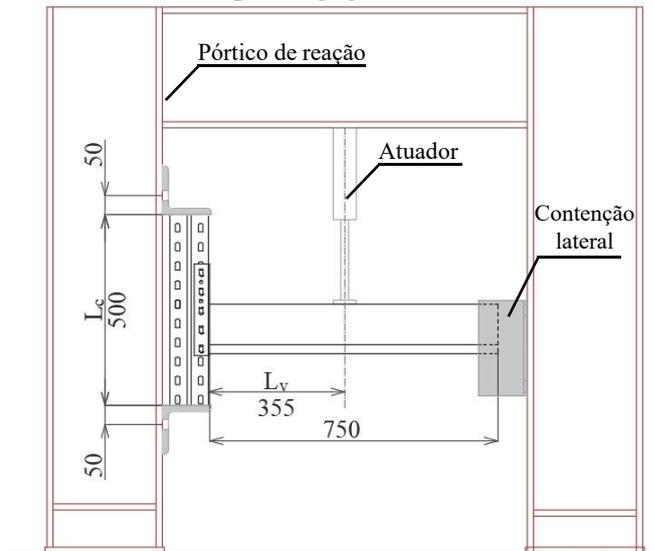
De forma geral, a diferença entre os esquemas assimétrico e simétrico apresentados por Sarawit e Peköz (2006a) e Bajoria e Talikoti (2006) envolve a execução do ensaio e a razão momento/cortante considerada. Sendo que, a princípio, apenas o ensaio da dupla longarina em balanço seria consistente em termos da razão momento/cortante, como mostrou a Tabela 2.2. Todavia, esta razão pode ser avaliada alterando o comprimento da longarina ensaiada sem ser necessário propor um modelo simétrico que, apesar de mais estável, torna o ensaio mais complexo em virtude da aplicação de carregamentos em dois pontos simultaneamente (em ambas longarinas). Atualmente, não há uma convergência entre as prescrições normativas quanto ao comprimento de longarina ideal para o ensaio da longarina em balanço. A Tabela 6.8 reúne as exigências normativas das normas brasileira ABNT NBR 15524-2:2007, americana ANSI/RMI MH16.1:2012 e europeias FEM 10.2.02:2001 e BS/EN 15512:2009 para o ensaio da longarina em balanço. O termo “braço” ( $L_V$ ) utilizado na Tabela 6.8 refere-se à distância do ponto de aplicação do carregamento à face da coluna, enquanto que  $L_C$  trata-se do comprimento de coluna ensaiado, como mostra a Figura 6.75.

Tabela 6.8 - Exigências normativas para os ensaios BCC.

Norma	Quantidade de ensaios	Braço ( $L_V$ )	Coluna ( $L_C$ )
ABNT NBR 15524-2:2007	-	400 mm	Altura do conector + 2 x largura da coluna (i.e., no caso, mín. 388 mm)
ANSI/RMI MH16.1:2012	-	610 mm	760 mm
FEM 10.2.02:2001	3 Ensaio com conectores soldados à direita e à esquerda. A média destes valores deve ser usado em projeto.	400 mm	Altura do conector + 2 x largura da coluna (i.e., no caso, mín. 388 mm)
BS/EN 15512:2009	3	400 mm	Altura do conector + 2 x largura da coluna (i.e., no caso, mín. 388 mm)
<b>Adotado</b>	<b>Com pino:</b> 2 com conector à direita e 2 com conector à esquerda <b>Com parafuso:</b> 2 com conector à direita e 2 com conector à esquerda	355 mm	500 mm

Fonte: próprio autor.

Figura 6.75 - Ensaio adotado para ligação BCC. Dimensões em milímetros.

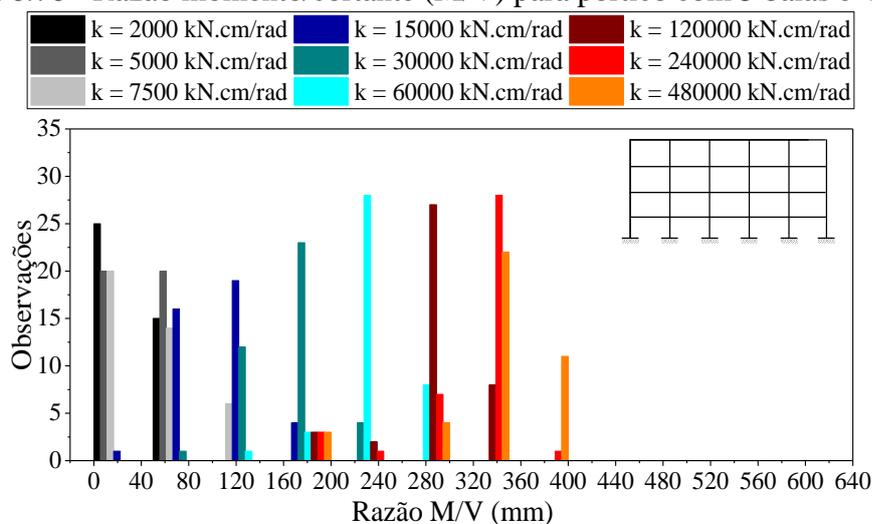


Fonte: próprio autor.

A Tabela 6.8 mostra que as normas de projeto divergem acerca da determinação de  $L_V$ , variando os valores entre 400 e 610 mm. No presente estudo, o valor adotado para  $L_V$  (355 mm) foi escolhido por meio de um estudo numérico efetuado por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF), utilizando o *software* Abaqus.

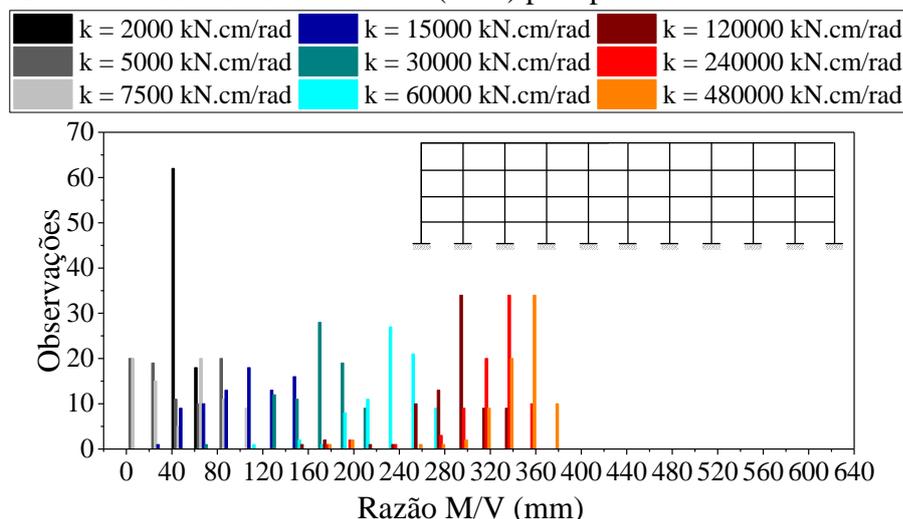
Com base na metodologia apresentada em Branquinho, Vieira Jr. e Malite (2019a,b), foram efetuadas análises do rack na direção do corredor utilizando EFs de pórtico com as seções transversais de coluna e longarina adotadas no presente estudo (Figura 6.1) – detalhes da metodologia de análise numérica são os mesmos que apresentados na seção 7.1.2. Quanto à dimensões, foram estudadas duas estruturas, a primeira com 4 níveis e 5 baias (4x5) e a segunda com 4 níveis e 10 baias (4x10). O comprimento das longarinas em ambas situações foi adotado igual a 2300 mm (usual para estas longarinas) e a altura das baias 1600 mm em ambas as estruturas. Quanto a rigidez das ligações, os racks foram considerados engastados e, como não é conhecida a rigidez do ligação BCC em questão, foi efetuado um estudo paramétrico variando o valor da rigidez elástica da ligação de 2000 a 480000 kN.cm/rad. Desta forma, em cada análise, foram avaliados os valores da razão momento/cortante atuante no pórtico em todas as extremidades das longarinas. As Figuras 6.76 e 6.77 mostram os resultados das razões momento/cortante ( $M/V$ ) para os modelos com 5 e com 10 baias, respectivamente. É importante ressaltar que, este estudo preliminar não considerou as perfurações nem tampouco instabilidades locais e distorcionais dos perfis.

Figura 6.76 - Razão momento/cortante (M/V) para pórtico com 5 baias e 4 níveis.



Fonte: próprio autor.

Figura 6.77 - Razão momento/cortante (M/V) para pórtico com 10 baias e 4 níveis



Fonte: próprio autor.

Para ambos os racks avaliados, as Figuras 6.76 e 6.77 mostram que não houve observações de razão M/V com valores acima de 400 mm. Além disso, para a faixa usual de valores de rigidez da ligação BCC – de 15000 a 60000 kN.cm/rad – os valores de M/V foram aquém de 300 mm. Assim, tendo em vista a razão momento/cortante pode ser entendida como o valor do braço  $L_V$ , o  $L_V$  adotado foi de 355 mm, como mostra a Figura 6.75. Este valor é próximo de 400 mm, recomendado pelas normas de projeto, e praticável no Laboratório de Estruturas Professor Dante Martinelli (LE) do Departamento de Engenharia de Estruturas devido às limitações do pórtico de reação.

Por fim, a Tabela 6.8 mostra que as prescrições da FEM 10.2.02:2001 envolvem tanto conectores soldados à direita quanto à esquerda. A fim de atender a esta recomendação, foram definidos 4 ensaios com conectores soldados à direita e 4 ensaios com conectores soldados à

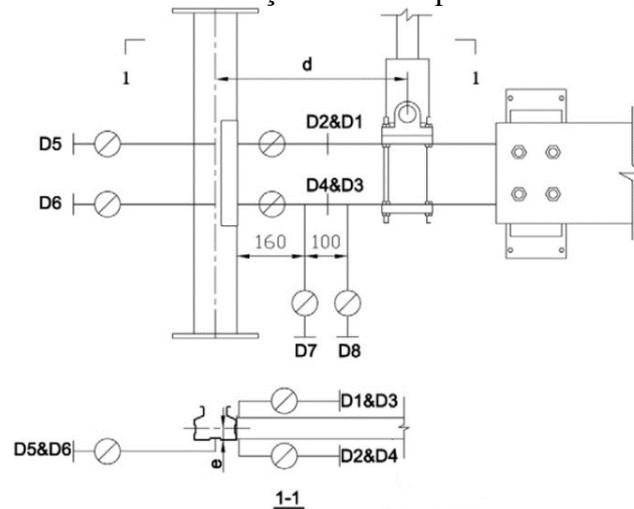
esquerda. A previsão é de os ensaios à direita e à esquerda sejam similares visto que a posição em que a longarina é soldada ao conector de extremidade é a mesma em ambas as situações e a coluna é simétrica em relação ao eixo de maior inércia. Além disso, dos 4 ensaios efetuados com conectores, ora à direita ora à esquerda, metade foi avaliado apenas com os pinos de segurança e metade considerando um parafuso frontal. A consideração do parafuso adicional foi efetuada a fim de avaliar possíveis benefícios no comportamento da ligação.

Como já comentado, para o ensaio de longarina em balanço, espera-se a obtenção da curva momento-rotação para a caracterização do comportamento mecânico da ligação. Tal rotação trata-se da rotação relativa da longarina em relação à coluna ( $\theta$ ), como mostra a Equação (69).

$$\theta = \theta_b - \theta_c \quad (69)$$

Na Equação (69),  $\theta_b$  trata-se da rotação da longarina e  $\theta_c$  da rotação da coluna. Segundo a metodologia apresentada por Zhao et al. (2014), a rotação da longarina pode ser obtida por meio de transdutores horizontais posicionados o mais próximo possível dos conectores ou por meio de transdutores de deslocamento verticais como mostra a Figura 6.78.

Figura 6.78 - Instrumentação utilizada por Zhao et al. (2014).



Fonte: Zhao et al. (2014).

Por meio dos transdutores da Figura 6.78, o giro da longarina e da coluna podem ser obtidos por meio das Equações (70) e (71), respectivamente. Nas Equações (70) e (71),  $D_i$  trata-se dos deslocamentos obtidos por Zhao et al. (2014), em que  $i$  pertence ao intervalo  $[1,8]$  e  $h$  trata-se da altura da seção transversal da longarina.

$$\theta_b = \frac{1}{2} \left[ \frac{D1 - D3}{h} + \frac{D2 - D4}{h} \right] \quad (70)$$

$$\theta_c = \frac{D5 - D6}{h} \quad (71)$$

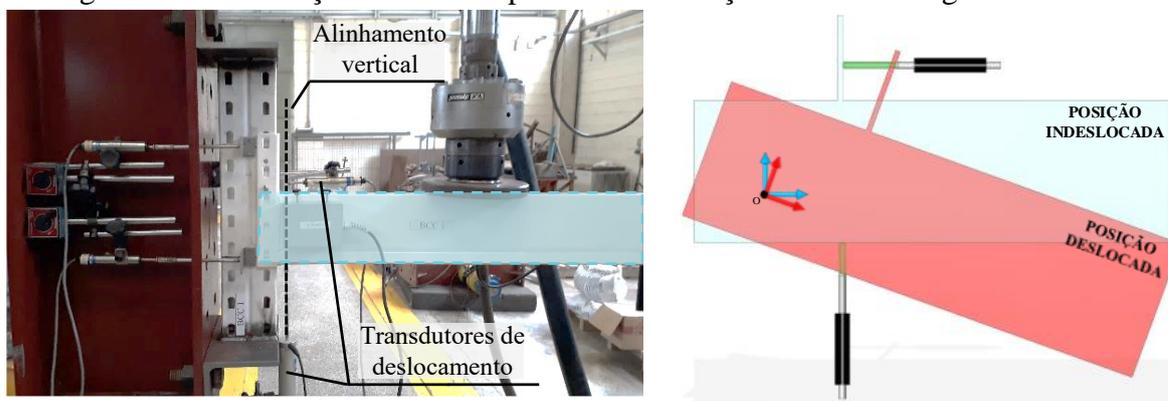
Além disso, a rotação da viga por meio dos deslocamentos verticais ( $\theta'_b$ ) pode ser calculada a fim de verificar sua correspondência com  $\theta_b$  como mostra Zhao et al. (2014) por meio da Equação (72).

$$\theta'_b = \frac{D7 - D8}{100} \quad (72)$$

Apesar de similares, Zhao et al. (2014) alertam que os valores de  $\theta'_b$  são muito próximos dos de  $\theta_b$  apenas no início do carregamento. Desta forma, os autores concluem que a maneira mais adequada para obter a rotação da longarina é a dada pela Equação (70) visto que tal método evita contabilizar possíveis deformações da longarina. Neste sentido, a fim de obter apenas a rotação da longarina, foi adotado o uso de um inclinômetro para a obtenção de  $\theta_b$ . Sendo assim, os transdutores de deslocamento aplicados na longarina foram posicionados para promover, apenas, a obtenção do ponto de giro do sistema.

Por meio do uso de dois transdutores de deslocamento – um de medição vertical e um de medição horizontal – próximos igualmente do conector de extremidade, e da utilização de um inclinômetro, foi possível obter o ponto de giro da ligação. A Figura 6.79 mostra a definição do modelo para a obtenção do ponto de giro. Nele, considera-se que a região do conector adjacente à longarina forma, com a longarina, um único corpo rígido próximo à ligação. Além disso, assume-se, como hipótese, que os transdutores aplicados na longarina estão próximos o suficiente do conector para que haja apenas um giro de corpo rígido no modelo, i.e., deformações da longarina nesta região não estão sendo contempladas. Ademais, a Figura 6.79 mostra que o modelo foi definido para o caso em que os pontos de atuação dos transdutores horizontal e vertical estão no mesmo alinhamento vertical.

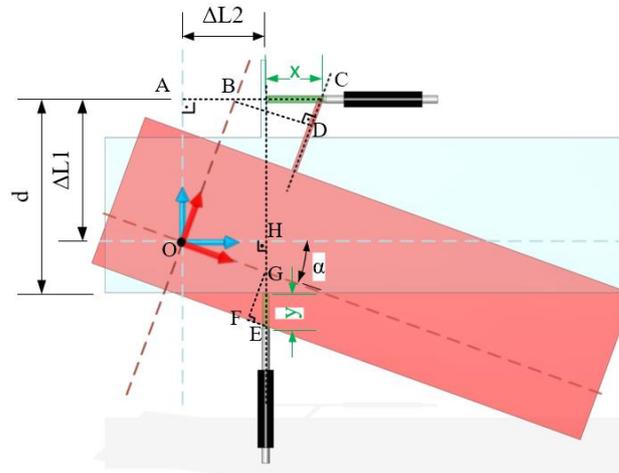
Figura 6.79 - Definição do modelo para a determinação do centro de giro do sistema.



Fonte: próprio autor.

A Figura 6.80 mostra as relações trigonométricas determinadas para a obtenção da posição do centro de rotação (ponto O) definido pelas dimensões  $\Delta L1$  e  $\Delta L2$ .

Figura 6.80 - Relações trigonométricas definidas para a obtenção do centro de giro O.



Fonte: próprio autor.

Segundo a Figura 6.80, para a determinação do ponto O, são necessários o conhecimento dos seguintes parâmetros: a posição em que o transdutor horizontal é posicionado (definida pela dimensão  $d$ ) e os valores das medições provenientes dos transdutores horizontal, vertical e do inclinômetro ( $x$ ,  $y$  e  $\alpha$ , respectivamente). A partir das relações trigonométricas definidas por meio dos triângulos  $\Delta BCD$ ,  $\Delta OAB$ ,  $\Delta EFG$  e  $\Delta OGH$ , a posição do centro de giro fica determinada pelas Equações (73) e (74). Detalhes das relações trigonométricas definidas são apresentados no Apêndice E.

$$\Delta L1 = \frac{-2d - y + (d + y) \cos \alpha + d \sec \alpha + x \sec \alpha}{2(-1 + \sec \alpha)} \quad (73)$$

$$\Delta L2 = \frac{1}{2} \left[ y \cot \alpha + \cos \alpha (x + (d + y) \cot \alpha) - d \csc \alpha \right] \quad (74)$$

Válidas para quaisquer valores de inclinação  $\alpha$ , as Equações (73) e (74) são as soluções exatas para a posição do centro de giro.

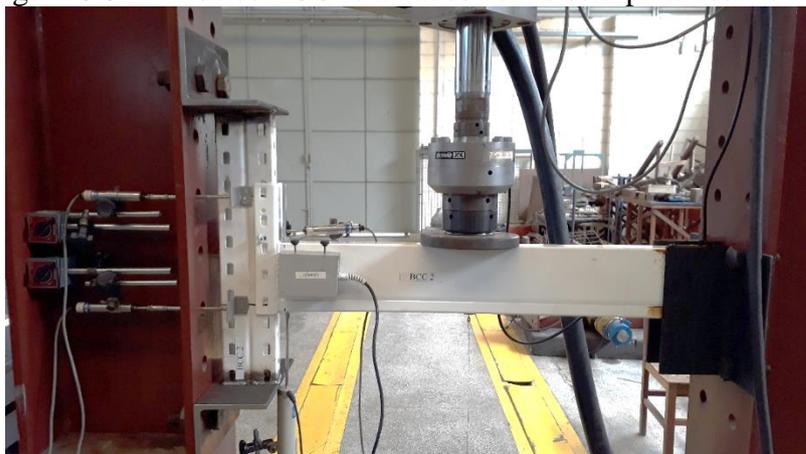
#### 6.4.2 Ensaio

Os ensaios de ligação longarina-coluna (BCC) foram realizados no Laboratório de Estruturas Professor Dante Martinelli (LE) do Departamento de Engenharia de Estruturas como mostra a Figura 6.81. Os modelos são compostos por um trecho de coluna de 500 mm e um trecho

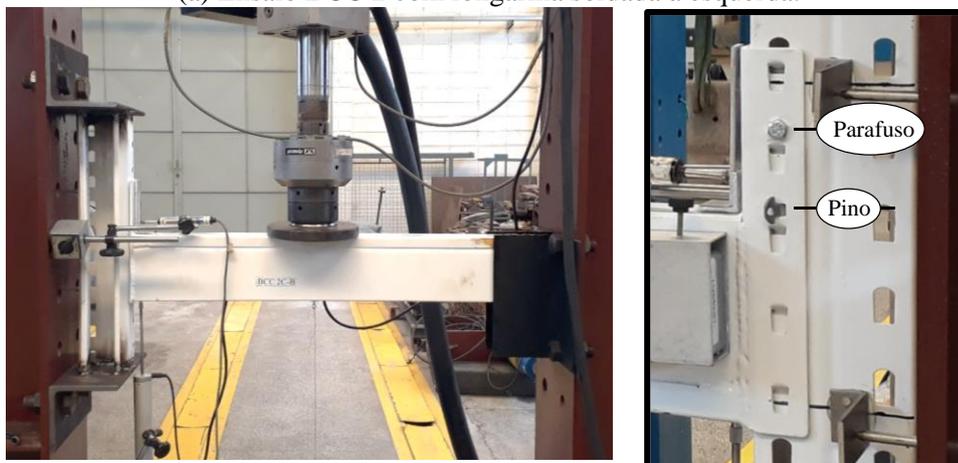
de longarina de 750 mm soldada ao conector de extremidade, ora à direita, ora à esquerda, como mostra a Figura 6.81.

Além da conexão efetuada encaixe, em todas as montagens, é prevista a utilização de um pino de segurança. Visando avaliar os eventuais ganhos promovidos pelo uso de parafusos, em metade dos ensaios, foi adotado também o uso de um parafuso frontal de diâmetro nominal 5/16". Os ensaios desenvolvidos apenas com o pino de segurança foram denominados "controle", enquanto que as amostras conectadas com o pino e também com o uso de um parafuso frontal foram identificados com a letra "C" na descrição do modelo. Foram ensaiadas 4 amostras de longarinas com conector soldado à direita e 4 longarinas com conector soldado à esquerda (Figura 6.81). Em ambos os casos, foram definidos 2 modelos considerando somente pinos e 2 com pino e parafuso. Os ensaios cujas longarinas foram soldadas à direita foram denominados por "B". Assim, o ensaio BCC 2C-B mostrado na Figura 6.81 trata-se do segundo ensaio realizado com longarinas soldadas à direita (B) e com o parafuso frontal (C).

Figura 6.81 - Ensaio BCC realizados com e sem parafuso frontal.



(a) Ensaio BCC 2 com longarina soldada à esquerda.

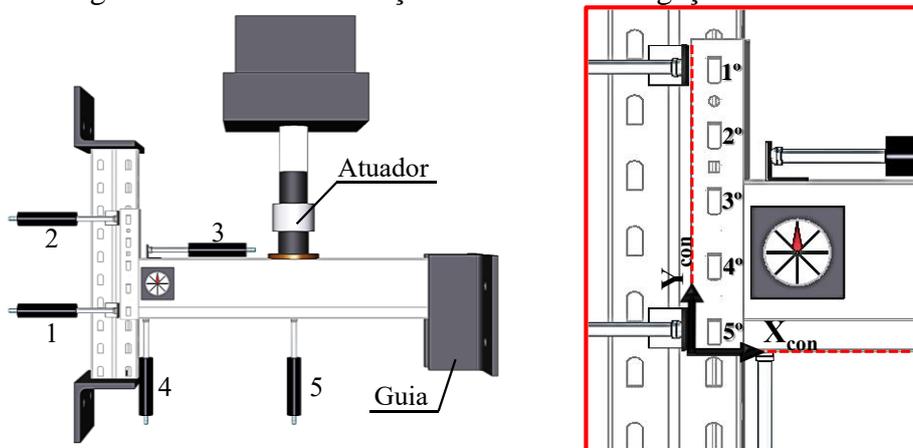


(b) Ensaio BCC 2C-B com longarina soldada à direita.

Fonte: próprio autor.

Como mostrou a Figura 6.81, movimentos laterais ou de torção da longarina foram evitados por meio da guia posicionada na extremidade livre da longarina que permite seu movimento apenas na direção do carregamento. O carregamento foi aplicado à aproximadamente 355 mm da coluna por um atuador servo-hidráulico de capacidade 100 kN com controle de deslocamento a uma taxa de 0,01 a 0,04 mm/s e capacidade de deslocamento do pistão de 40 cm. A Figura 6.82 mostra a instrumentação utilizada no ensaio. Trata-se de 5 transdutores de deslocamento e 1 inclinômetro posicionado na longarina o mais próximo possível do conector de extremidade.

Figura 6.82 - Instrumentação dos ensaios de ligação BCC.

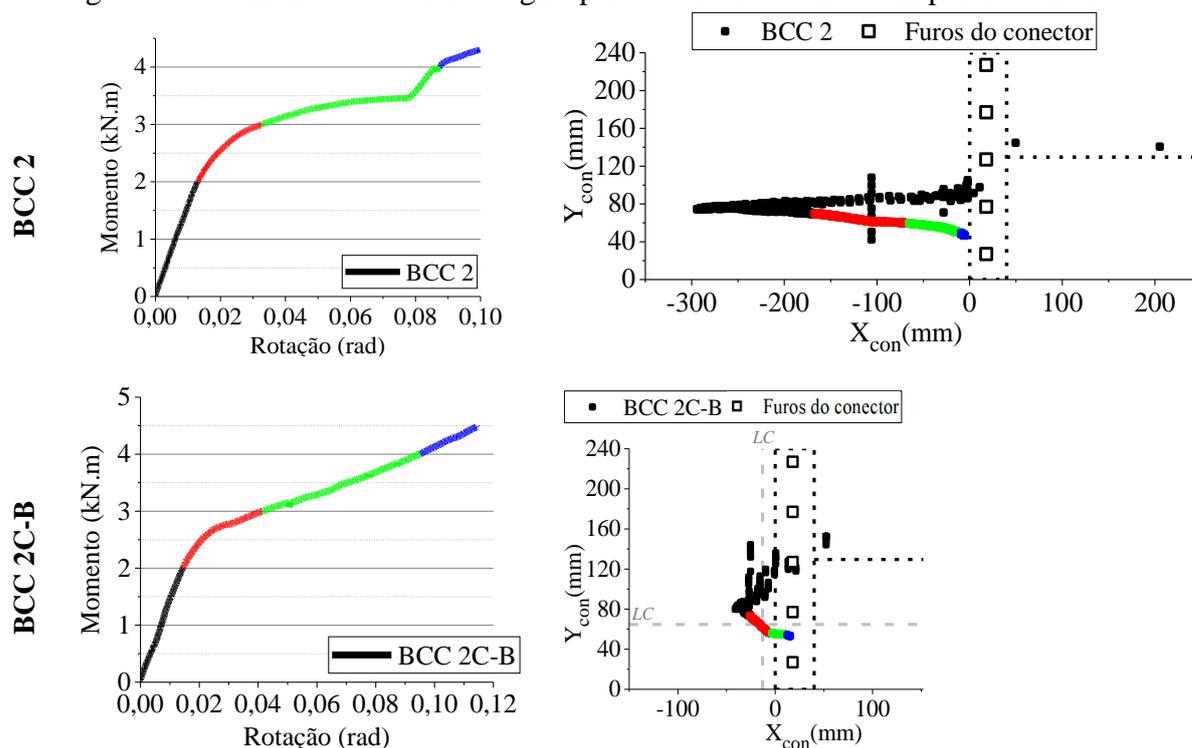


Fonte: próprio autor.

Os transdutores 1 e 2 são responsáveis por aferir o giro da coluna visto que é conhecida a distância entre eles (200 mm), de forma análoga ao apresentado na Equação (71). Já os transdutores 3 e 4 são os responsáveis por permitir a determinação do ponto de giro do sistema. Enquanto o transdutor 3 fornece o deslocamento denominado por  $x$  na Figura 6.80, o transdutor 4, posicionado no mesmo alinhamento vertical que o transdutor 3, provê o deslocamento  $y$ .

Como não foram observadas diferenças significativas entre os ensaios efetuados com o conector à direita ou à esquerda, a Figura 6.83 mostra o efeito da presença do parafuso frontal em termos do diagrama momento-rotação e da posição do ponto de giro do sistema. A posição do centro de giro (ponto O) é avaliada em relação ao sistema coordenado definido por  $X_{con}$  e  $Y_{con}$  na Figura 6.82, e tais resultados são apresentados na Figura 6.83 juntamente com a projeção do conector e da longarina em linha tracejada. A comparação da posição do centro de giro com o conector e a longarina, em especial, com os furos do conector, facilita a compreensão de como ocorre as mudanças do posicionamento do centro de giro ao longo do ensaio. A reunião dos resultados acerca da posição do centro de giro de todos os modelos ensaiados é apresentada no Apêndice E.

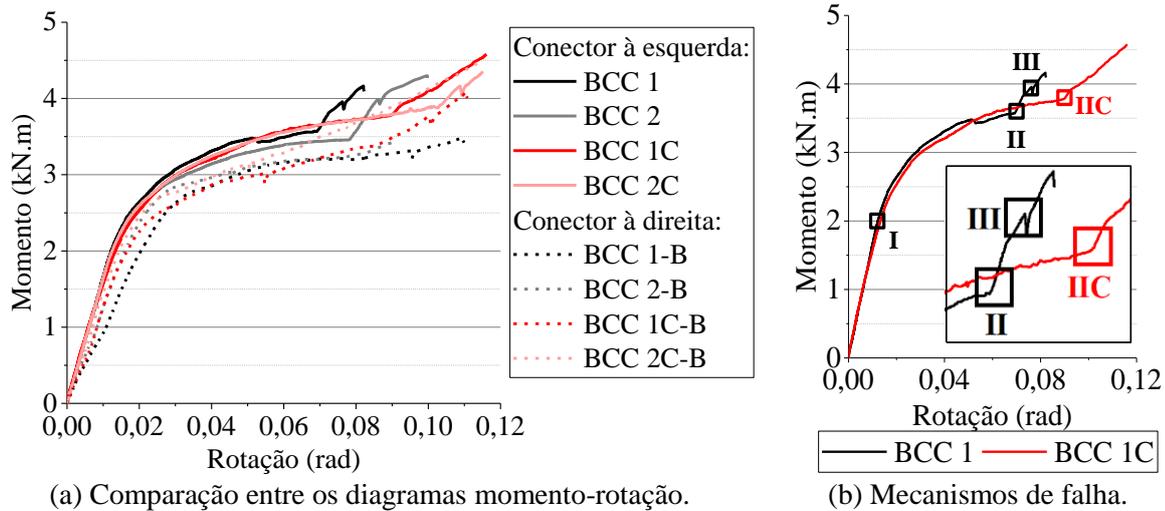
Figura 6.83 - Análises do centro de giro para os ensaios sem e com parafuso frontal.



Fonte: próprio autor.

Como esperado, o ponto de giro do sistema muda em virtude do comportamento mecânico do sistema durante o ensaio. Em seu primeiro estágio de carregamento, o modelo tende a eliminar suas folgas e a se deslocar verticalmente como um corpo rígido. Nesta etapa, observa-se na Figura 6.83, pontos mais esparsos. Após este estágio, o ponto de giro  $O$  se desloca até atingir seu ponto final definido pela falha do modelo que, em todos os ensaios, ocorreu entre o 4° e o 5° furo do conector (a numeração dos furos do conector é apresentada na Figura 6.82). Em termos de modelagem, nota-se que a adoção de um centro de giro único como a intersecção entre as linhas de centro (LC) da coluna e longarina, de fato, trata-se de uma simplificação adequada como mostrado, por exemplo, para o ensaio BCC 2C-B da Figura 6.83. Com exceção dos estágios iniciais do ensaio, em que há um acomodamento do modelo e supressão das folgas, em todos os modelos, nota-se que a transição dos regimes elástico para o plástico e o trecho já no regime plástico (trechos em vermelho e verde claro, respectivamente) situam-se próximos da intersecção entre as linhas de centro (LC) da coluna e longarina. Apesar de semelhantes, a Figura 6.83 mostra que o comportamento da mudança do centro de giro dos modelos apenas com o pino de segurança apresentam uma folga maior. Ou seja, nos modelos controle, mais estágios de carregamento são necessários até que a posição do centro de giro fique próxima de seu estágio final. Além disso, são observadas diferenças nos diagramas momento-rotação, como mostra, em destaque, a Figura 6.84.

Figura 6.84 - Reunião dos ensaios BCC.



(a) Comparação entre os diagramas momento-rotação.

Fonte: próprio autor.

A Figura 6.84a mostra que a repetitividade dos ensaios com o parafuso frontal (amostras BCC 1C, BCC 2C, BCC 1C-B e BCC 2C-B) é similar à observada nos ensaios somente com pinos (BCC 1, BCC 2, BCC 1-B e BCC 2-B). Em todos os casos, Figura 6.84a mostra que a folga das ligações não foi capaz de alterar significativamente o trecho inicial dos diagramas momento-rotação. A Tabela 6.9 mostra o resumo dos resultados obtidos para as amostras controle e parafuso frontal.

Tabela 6.9 - Resultados das amostras ensaiadas.

Amostra	Rigidez inicial (kN.m/rad)	Capacidade última (kN.cm)
BCC 1	164,50	357,00
BCC 2	161,80	345,87
BCC 1-B	98,00	321,00
BCC 2-B	125,00	298,00
BCC 1C	162,00	379,00
BCC 2C	162,00	393,58
BCC 1C-B	122,00	294,00
BCC 2C-B	145,00	307,80

Fonte: próprio autor.

A Tabela 6.9 mostra que a presença do parafuso frontal não altera significativamente a rigidez inicial do sistema, mas lhe garante uma capacidade última um pouco superior. Em comparação, a média dos valores de capacidade última do grupo controle é de 330,5 kN.cm frente ao valor médio de 343,6 kN.cm das amostras com parafuso frontal. Apesar disso, tanto os modos de falha das amostras com parafuso quanto às do grupo controle podem ser classificadas como um modo de distorção e ruptura provocada por rasgamento do conector e/ou da coluna na região dos furos. Como alertado pela Figura 6.84b, o que muda é como essa ruína se desenvolve. A Figura

6.84b apresenta, em detalhe, as características das curvas momento-rotação típicas de ensaios efetuados somente com pinos ou com o parafuso frontal. Como esperado, as diferenças entre os mecanismos de falha dos ensaios com parafuso frontal em comparação ao grupo controle estão relacionadas às diferenças no comportamento dos diagramas momento-rotação observadas na Figura 6.84b, em especial, a partir do regime elástico.

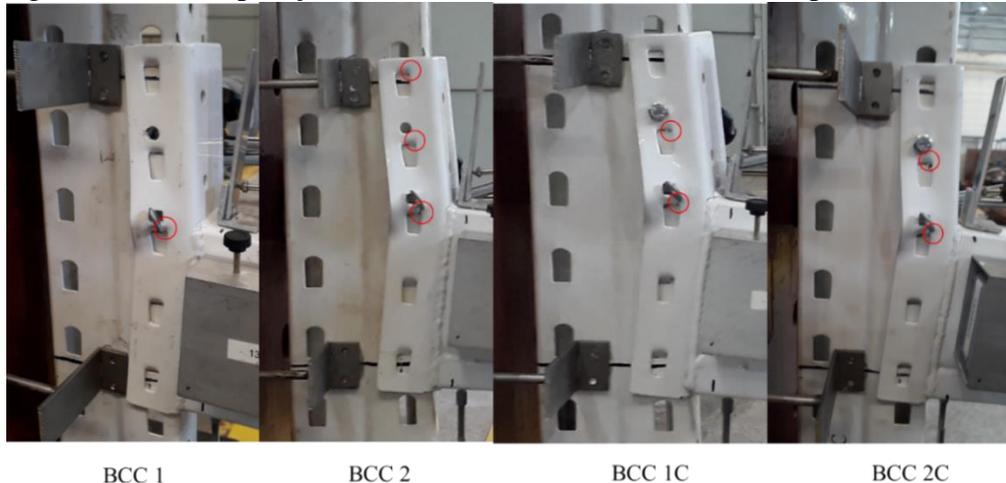
Para os ensaios desenvolvidos somente com pinos (BCC 1, BCC 2, BCC 1-B e BCC 2-B), a Figura 6.84b mostra que a primeira mudança de comportamento da curva momento-rotação, ponto I, ocorre em função do início da distorção e do rasgamento do 3º furo, que é o furo mais próximo da posição do pino de segurança – a numeração dos furos pode ser observada na Figura 6.82. Este comportamento segue até o ponto II, ponto que foi adotado como estágio de ruptura, referente, portanto, ao momento último mostrado na Tabela 6.9. O ponto II caracteriza o início do rasgamento do 2º furo. A partir do ponto II, o sistema segue até o início do rasgamento do 1º furo (ponto III). Nota-se, portanto, que dada uma falha, os esforços se redistribuem até mobilizar a falha de outro mecanismo. Porém, a partir do ponto II, entende-se que o estágio de ruína já caracteriza a falha da estrutura.

Para o grupo com o parafuso frontal (BCC 1C, BCC 2C, BCC 1C-B e BCC 2C-B), a falha no ponto I é similar, porém acompanhada com a fissuração também do 2º furo – menos pronunciada que a do 3º, porém presente – e de uma deformação local do conector mais pronunciada. Estes fenômenos ocorrem, principalmente, devido à concentração de tensão extra provocada na região do 2º furo por meio do parafuso frontal. Deste ponto, o sistema segue até a falha (ponto IIC). No ponto IIC, o diagrama momento-rotação sofre uma mudança abrupta ascendente, diferentemente do comportamento serrilhado do grupo controle característico dos sucessivos rasgamentos. O ponto IIC marca o início da mobilização da capacidade resistente do parafuso. I.e., a partir de IIC, o sistema apresenta um acréscimo de capacidade devido à resistência ao cisalhamento mobilizada pelo parafuso frontal. Foi observado, inclusive, no modelo BCC 1C e.g., o início do esmagamento do conector na região do furo em que foi posicionado o parafuso.

A Figura 6.85 mostra o modo de falha observado nas amostras controle e com parafuso frontal para os modelos com a longarina soldada à esquerda. A falha de BCC 1 e BCC 2 ocorreu por distorção do conector somada à ruptura do conector, primeiramente, na posição do 3º furo, depois no 2º, e, finalmente, no 1º furo. Por outro lado, a falha dos modelos BCC 1C e BCC 2C ocorrem em função da concentração de tensão extra provocada na região do 2º furo por meio do parafuso frontal. A Figura 6.86 mostra a diferença na deformação do conector em função da presença do parafuso e a Figura 6.87 apresenta mais detalhes destes modos de falha, indicando,

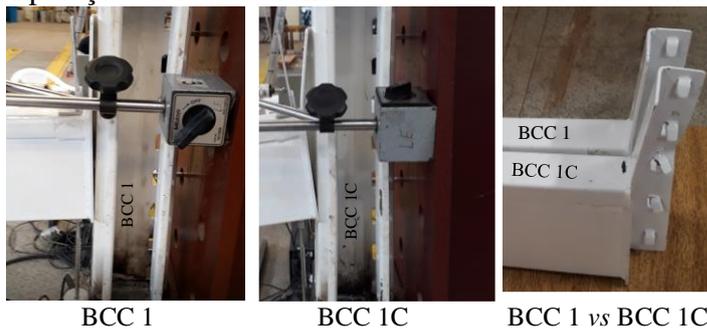
inclusive, que os rasgamentos observados no conector (Figura 6.85) também ocorrem nos furos da coluna.

Figura 6.85 - Comparação entre falha das amostras sem e com parafuso frontal.



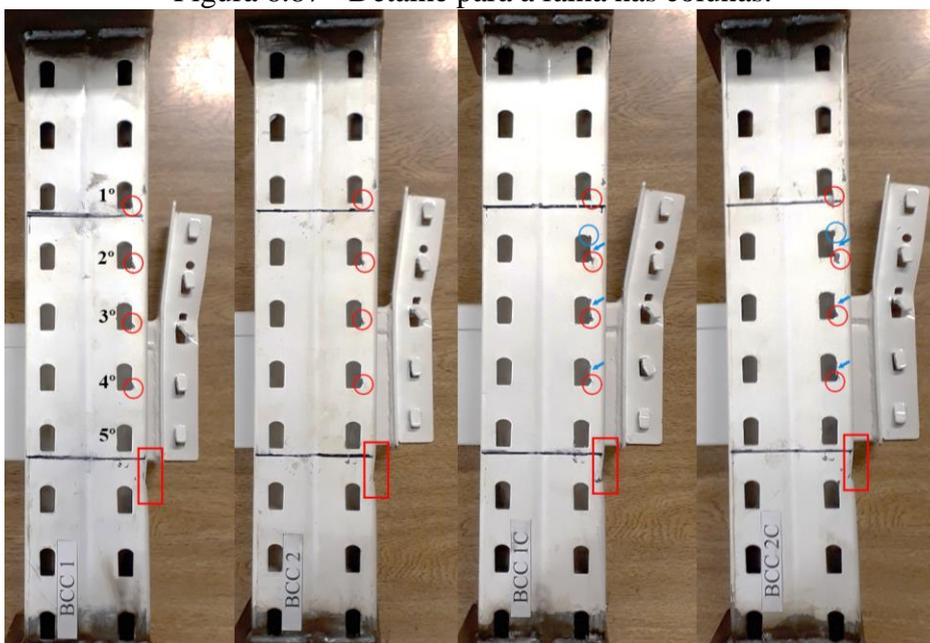
Fonte: próprio autor.

Figura 6.86 - Comparação entre as deformadas das amostras sem e com parafuso frontal.



Fonte: próprio autor.

Figura 6.87 - Detalhe para a falha nas colunas.

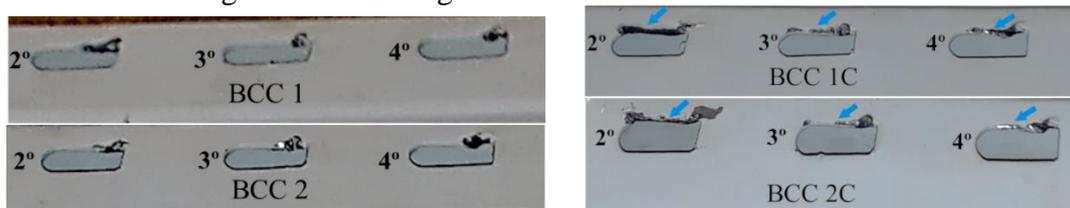


Fonte: próprio autor.

Na Figura 6.87, são indicados com círculos as regiões de rasgamento de furos, com setas os esmagamentos, e com retângulos a deformação localizada provocada pelo contato entre o conector e a coluna. Além disso, em vermelho são características observadas em todas as amostras, enquanto que, em azul, são falhas observadas somente nas amostras com parafuso frontal. É importante ressaltar não houve falha dos parafusos e nem nos pinos em nenhuma dos ensaios.

Os esmagamentos apontados na Figura 6.87 são destacados na Figura 6.88. Para as amostras controle, os esmagamentos são causados pelo contato entre os dentes/abas do conector e os furos das colunas. Em contrapartida, os esmagamentos mais pronunciados são observados nas amostras BCC 1C e BCC 2C, ocasionados, principalmente, pela restrição extra imposta pelo parafuso frontal. I.e., nota-se que, a falha das ligações propostas com o uso do parafuso frontal, representada por BCC 1C e BCC 2C na Figura 6.88, danifica mais as colunas que as falhas em ligações compostas apenas por pinos.

Figura 6.88 - Esmagamentos observados nas amostras.



(a) Somente pino.

(b) Com parafuso frontal.

Fonte: próprio autor.

Por fim, foi efetuado o ensaio do líquido penetrante para verificar possíveis fissurações na região soldada longarina-conector a fim de atestar a validade da hipótese da Figura 6.79 sobre o conector e a longarina serem considerados um corpo único. A Figura 6.89 mostra que a falha de todas as amostras foi também acompanhada da fissuração do cordão de solda entre o conector e a longarina na região em que há a descontinuidade da solda. Trata-se de uma fissuração da interface solda-conector que não afetou significativamente o comportamento mecânico da ligação visto que as curvas momento-rotação das amostras BCC 1C (com fissuras) e BCC 2C (apenas com o início da fissuração) são praticamente coincidentes. Isto é, conclui-se que o início de fissuração observado não é suficiente para descumprir a hipótese adotada na Figura 6.79.

Figura 6.89 - Resultados ensaio de líquido penetrante.

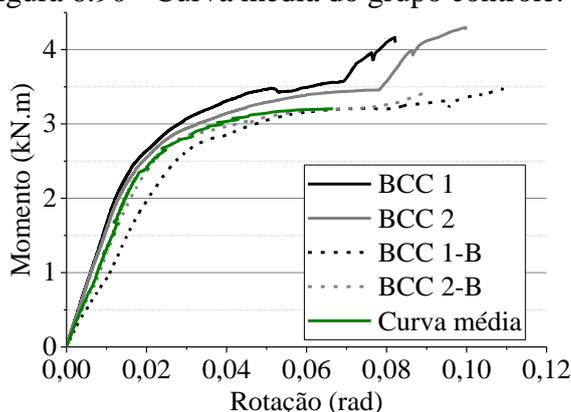


Fonte: próprio autor.

Com base nos resultados apresentados, nota-se que o ganho proporcionado pela adoção do parafuso frontal não foi determinante para o comportamento do sistema até sua falha – convencionalmente adotada pelo ponto II. I.e., sua maior contribuição se faz a partir do ponto IIC, estágio em que o parafuso passa a representar grande parte da capacidade resistente do sistema. Em contrapartida, esse ganho pós-falha provoca maiores deteriorações na integridade das colunas, como mostrado em detalhe pela Figura 6.88. Sendo assim, para os estudos numéricos apresentados no Capítulo 7, adota-se a montagem tradicional de racks, efetuada somente por encaixe, considerando apenas pinos como elementos de segurança.

Tendo em vista que os resultados dos diagramas momento-rotação dos ensaios sem parafuso divergiram menos que 10% – limite estabelecido pela ANSI/RMI MH16.1:2012 para indicar o descarte de um resultado experimental – as 4 amostras (BCC 1, BCC 2, BCC 1-B e BCC 2-B) foram utilizadas para definir as propriedades da ligação semirrígida por meio de uma curva média. A Figura 6.90 mostra a curva média obtida dos resultados do grupo controle.

Figura 6.90 - Curva média do grupo controle.



Fonte: próprio autor.

A completa caracterização da ligação é efetuada, portanto, considerando: rigidez inicial igual a 135,28 kN.m/rad; regime plástico definido a partir de  $(\theta, M) = (0,016 \text{ rad}; 2,1645 \text{ kN.m})$ ; e, por fim, ruptura da ligação definida pelo limitante que caracteriza o ponto II da curva média: rotação total máxima de 0,0789 rad. Tal limitante trata-se da rotação média dos valores observados no ponto II para as amostras BCC 1, BCC 2, BCC 1-B e BCC 2-B.

## 7 ANÁLISE NUMÉRICA

A análise numérica desenvolvida no presente capítulo visa a compreensão e a análise dos procedimentos normativos vigentes na ANSI/AISI S100:2020 e na ANSI/RMI MH16.1:2012, i.e., procedimentos baseados no método da análise direta e no método do comprimento efetivo, respectivamente. Para tal, são efetuadas análises numéricas referentes às análises estruturais normalmente empregadas em escritórios de projeto, ou seja, análises elásticas de 2ª ordem considerando elementos finitos de pórtico. Todos os modelos numéricos apresentados no presente capítulo foram desenvolvidos por meio do *software* comercial Abaqus 6.16 2016 com o uso de rotinas em Python.

A fim de permitir a comparação dos métodos de projeto, foram desenvolvidas análises avançadas que configuraram como modelos de referência. Nelas, a maior parte dos efeitos desestabilizantes da estrutura são contemplados diretamente, sendo eles: plasticidade, efeitos do trabalho a frio (tensões residuais, e.g.) e imperfeições geométricas iniciais. A validação da análise avançada foi efetuada em duas etapas como mostra a Tabela 7.1. Simplificadamente, os processos de validação classificados como etapa I são efetuados no contexto de perfis compactos, i.e., desconsiderando instabilidades locais e distorcionais. Por outro lado, os processos apresentados na segunda etapa, etapa II da Tabela 7.1, são desenvolvidos considerando modos de instabilidade locais e distorcionais, i.e., no contexto dos PFF.

Tabela 7.1 - Etapas da validação da análise avançada.

Modelo	Características de uma estrutura porta-paleta					
	Estrutura metálica	Imperfeição geométrica			Ligação	PFF
		Localizada	Local	Global		
Pilar isolado biapoiado (seção 7.1.1)	✓		✓			
<b>I</b> Pilar isolado em balanço (seção 7.1.1)	✓		✓	✓		
Portal de Vogel (seção 7.1.1)	✓		✓	✓		
Rack de seções compactas* (seção 7.1.2)	✓		✓	✓	✓	
<b>II</b> Modelo reticulado (seção 7.2)	✓	✓	✓	✓		✓
<b>Rack de PFF* (seção 7.3)</b>	✓	✓	✓	✓	✓	✓
<b>Efeito desestabilizante</b>	Não-linearidade geométrica	Efeitos na resposta global da estrutura				Inst. local, distorcional e plasticidade

Nota: \*Estudo de caso

Fonte: próprio autor.

Tendo em vista as peculiaridades das estruturas porta-paletes, além das processos básicos de validação de uma análise avançada característica de perfis compactos (etapa I), tal como

explorado por Dória (2007), são necessárias validações extras que garantam o comportamento mecânico da estrutura como um todo. Como mostrado na Tabela 7.1, a validação da análise avançada foi efetuada de forma progressiva com início na modelagem de elementos isolados desconsiderando-se instabilidades locais e/ou distorcionais à análise global de racks compostos por PFF. O sequenciamento adotado para a validação visa facilitar a compreensão dos efeitos de cada parâmetro e atender aos requisitos de uma análise avançada apresentados na seção 3.2.3. Após os processos de validação da análise avançada no contexto dos perfis compactos e no dos PFF, são apresentados estudos de caso, destacados na Tabela 7.1, a fim de avaliar a adequabilidade das normas de projeto aplicadas aos racks, contemplando os efeitos desestabilizantes validados, juntamente com o efeito das ligações semirrígidas, como mostrou a Tabela 7.1.

O presente capítulo é organizado em 3 seções, sendo as duas primeiras referentes à validação do modelo de análise avançada e a terceira relativa à análise dos procedimentos normativos vigentes na ANSI/AISI S100:2020 e na ANSI/RMI MH16.1:2012 no contexto dos PFF. Na seção 7.1, é desenvolvida a validação da análise avançada no contexto de perfis compactos com base em prescrições normativas e em pórticos de referência da literatura. Ao final desta etapa, é apresentado um estudo de caso de racks irregulares no contexto de perfis compactos. Enquanto isso, a segunda etapa, apresentada na seção 7.2, avança na validação das colunas perfuradas formadas a frio, utilizando como referência os resultados experimentais das seções 6.2 e 6.3. Por fim, na seção 7.3, é apresentado o estudo dos procedimentos normativos com base no método da análise direta e no método do comprimento efetivo para porta-paletes considerando como referência as análises avançadas de PFF. Além dos resultados experimentais das seções 6.2 e 6.3, a fiel modelagem dos racks foi assegurada pelos resultados dos ensaios de caracterização do material, caracterização das imperfeições geométricas iniciais e do comportamento mecânico das ligações semirrígidas BCC (seções 6.1.1, 6.1.2 e 6.4, respectivamente).

## **7.1 Validação da análise avançada no contexto dos perfis compactos**

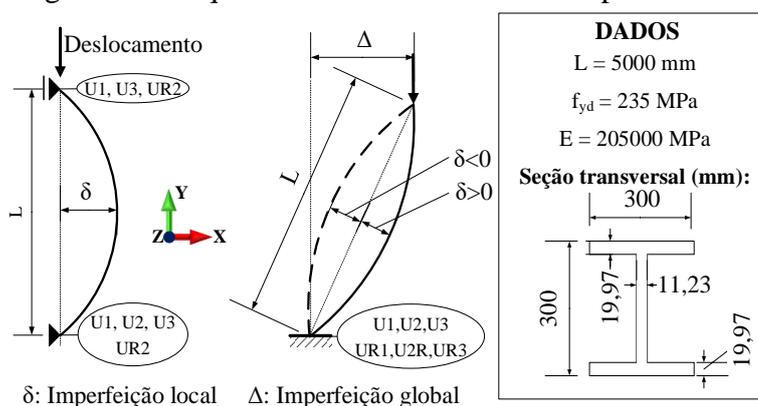
A primeira etapa da validação analisa dois esquemas estruturais para o pilar do Portal de Vogel (VOGEL, 1985) a fim de expor a influência dos modos de imperfeição local e global em colunas isoladas. Posteriormente, semelhante ao efetuado por Dória (2007), foi efetuada a validação da metodologia da análise avançada a nível de pórtico, utilizando como referência o Portal de Vogel (VOGEL, 1985). Finalmente, um estudo de caso de racks é apresentado em que é avaliada a

aplicabilidade dos métodos de projeto previstos na ANSI/AISI S100:2020 e na ANSI/RMI MH16.1:2012. Apesar de composto por colunas que propiciam modos locais e distorcionais de instabilidade, tal estudo desconsidera tais efeitos, assim como também os efeitos das perfurações, tendo em vista que as análises avançadas são definidas apenas por elementos finitos de pórtico. As características da modelagem em elementos finitos do presente estudo foram definidas ao decorrer das etapas de validação. Na presente etapa, são definidos: o tipo de elemento finito; a metodologia de inserção das tensões residuais e de imperfeições locais para os perfis laminados e a discretização mínima necessária para cada elemento estrutural (longarina ou coluna) quando avaliados por EFs de pórtico.

### 7.1.1 Membros isolados e Portal de Vogel

A primeira etapa da validação se inicia com a análise de dois esquemas estruturais para o pilar do Portal de Vogel (VOGEL, 1985). O Portal de Vogel trata-se de um dos pórticos para a calibração de análises não-lineares física e geométrica propostos por Vogel (1985). Apesar de amplamente utilizado na literatura, ele possui a limitação de ser composto apenas por perfis que não induzem fenômenos de instabilidade local nem tampouco o distorcional. A Figura 7.1 mostra duas condições estáticas distintas visando expor a influência ora somente da imperfeição geométrica inicial local ora de sua combinação com a imperfeição geométrica inicial global. Em ambos os modelos apresentados, os modos de falha observados foram de instabilidade por flexão.

Figura 7.1 - Esquemas estruturais avaliados de pilar isolado.

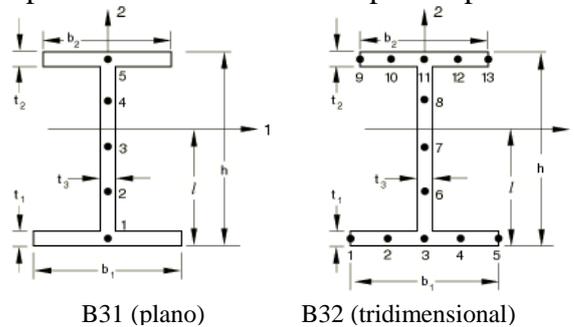


Fonte: próprio autor.

As restrições indicadas na Figura 7.1 seguem a convenção utilizada pelo *software* Abaqus e adotada no presente estudo: os deslocamentos nas direções X, Y e Z são denominados U1, U2 e U3, respectivamente, e as rotações em torno do eixo X, Y e Z são UR1, UR2 e UR3, respectivamente. A indicação destes graus de liberdade na Figura 7.1 indica sua restrição.

Quanto ao elemento finito (EF) adotado, embora o modelo numérico vise ao estudo apenas do plano do corredor do rack, i.e. de uma estrutura plana, foi necessário o uso de EFs tridimensionais a fim de permitir inserir as tensões residuais de forma mais adequada, como efetuado por Dória (2007). Ao contrário dos EFs de pórtico planos, os EFs de pórtico tridimensionais apresentam pontos de integração não somente nas almas dos perfis, como mostra a Figura 7.2. Desta forma, as análises foram desenvolvidas com o elemento de pórtico B32 mostrado na Figura 7.2. Trata-se de um elemento de pórtico baseado na teoria de Timoshenko de vigas, com 3 nós, aproximação quadrática, e 6 graus de liberdade por nó. Para seções transversais abertas foi adotado o elemento B32OS que permite a consideração dos efeitos do empenamento.

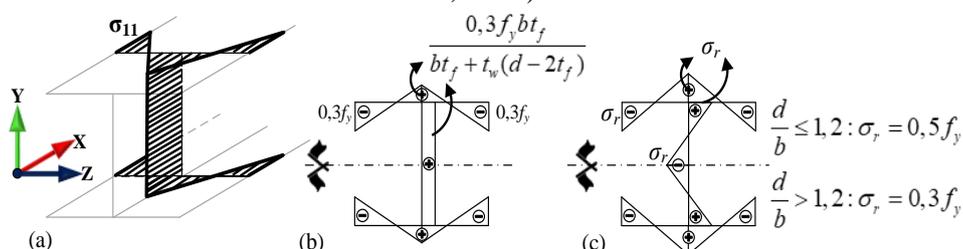
Figura 7.2 - Tipos de elementos finitos de pórtico previstos no Abaqus.



Fonte: Manual do ABAQUS (HIBBITT, KARLSSON; SORENSON INC., 2015).

Por meio dos 13 pontos de integração definidos na seção transversal mostrados na Figura 7.2, as tensões residuais foram impostas por meio de uma sub-rotina em linguagem FORTRAN do *software* Abaqus chamada "SIGINI". Nesta etapa de validação, foram utilizadas as distribuições de Galambos e Ketter (1959) como mostra a Figura 7.3b. Segundo Kanchanalai (1977), esta distribuição foi amplamente empregada em estudos paramétricos de membros sujeitos à flexão composta no desenvolvimento das expressões de interação M-N da AISC LRFD.

Figura 7.3 - Modelos de tensão residual característicos de perfis I laminados. (a) Direção das tensões residuais propostas por: (b) Galambos e Ketter (1959) e pela (c) ECCS<sup>5</sup> (1984 apud VOGEL, 1985).



Fonte: (a) próprio autor / (b) Galambos e Ketter (1959) / (c) ECCS (1984 apud VOGEL, 1985).

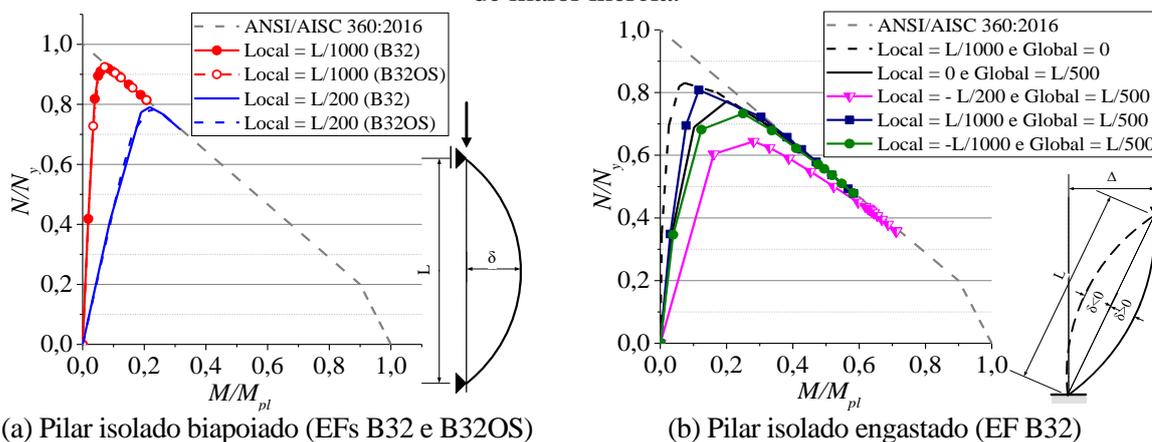
Quanto às imperfeições geométricas mostradas na Figura 7.1, sua consideração foi efetuada de duas formas. Enquanto a imposição da imperfeição global (falta de prumo) foi efetuada

<sup>5</sup> Vogel, U. et al. "Ultimate Limit State Calculation of Sway Frames with Rigid Joints", ECCS-CECM-EKS-Publication No. 33, First Edition, Rotterdam, 1984.

diretamente por meio das coordenadas dos nós da estrutura, a consideração da imperfeição local foi oriunda de uma análise numérica prévia. Na presente etapa de validação, a imperfeição local foi imposta mediante a importação da configuração deformada do membro proveniente de uma análise de estabilidade elástica – i.e., a presente etapa não contempla ainda as informações de imperfeições geométricas iniciais discutidas na seção 6.1.2. Por meio do *software* Abaqus, a importação da situação deformada foi efetuada através do código \*IMPERFECTION que permite a ponderação do campo de deslocamentos importado de forma que os valores de imperfeição sejam adotados de forma adequada. No caso em estudo, a deformada prévia adotada foi a de flexão em torno do eixo de maior inércia com uma semi-onda, ou seja, o segundo modo resultante da análise de estabilidade elástica. É importante ressaltar que, por meio desta abordagem de adoção das imperfeições, a discretização da malha nas análises prévia e final devem ser as mesmas. No caso, o estudo de malha efetuado tanto para a análise prévia quanto para a final levou a adoção de 12 EFs. Estudo similar conduzido com o elemento B32OS também levou a 12 EFs como discretização ideal.

Definidas as características essenciais da modelagem, a validação da análise avançada foi iniciada com base nas curvas de interação M-N da ABNT NBR 8800:2008 e ANSI/AISC 360:2016, conforme realizado por Dória (2007). A Figura 7.4 mostra os resultados numéricos para as colunas mostradas na Figura 7.1 frente às curvas definidas pelas Equações (14) e (15).

Figura 7.4 - Resultados dos pilares isolados sujeitos a flexão composta em torno do eixo de maior inércia.

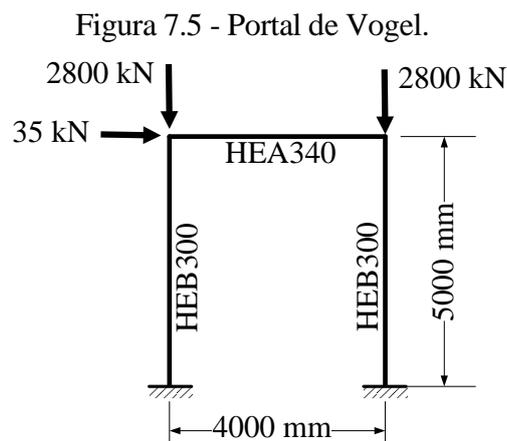


Fonte: próprio autor.

Os resultados de ambos esquemas estruturais avaliados concordaram adequadamente com as prescrições normativas. Além disso, a Figura 7.4b mostra que a inserção da imperfeição global faz com que a imperfeição local tenha, somada à ela, ora um efeito desestabilizante, ora restaurador. A Figura 7.4b mostra que, as amplitudes positivas das imperfeições locais ( $\delta > 0$ ) geram efeitos restauradores na estrutura visto que acarretam em capacidades máximas superiores aos casos em que  $\delta$  é nulo. Em contrapartida, valores negativos de imperfeições locais desestabilizam ainda mais a

estrutura. O mesmo também foi atestado pela ASCE (1997) para um pilar isolado com uma extremidade engastada e outra livre. É importante constar que, nesta primeira análise, buscou-se que os modos de falha ocorressem por flexão. Todavia, foi constatado que, permitindo o modo de torção como modo de falha, as curvas de comportamento mecânico eram coincidentes às curvas de flexão.

Efetuada a validação dos membros isolados, a validação da análise avançada no contexto dos perfis compactos estendeu-se à validação à nível de pórtico. No presente estudo, o pórtico de Vogel (1985) conhecido como Portal de Vogel foi adotado como referência para a calibração da análise avançada. O Portal de Vogel trata-se de um pórtico de apenas um andar e um vão, engastado em suas bases, composto pelo perfil HEB300 para os pilares e HEA340 para a viga. Quanto ao carregamento, o portal é submetido simultaneamente a duas forças verticais de igual valor e uma horizontal de 35 kN como mostra a Figura 7.5. Quanto aos perfis, foi efetuada uma adaptação nos valores nominais das seções transversais de forma que as seções utilizadas pelo *software* Abaqus (seções I com cantos retos) fossem equivalentes às originais europeias, em termos de momentos de inércia e área. Procedimento similar a este foi efetuado por Alvarenga e Silveira (2006) e Dória (2007).



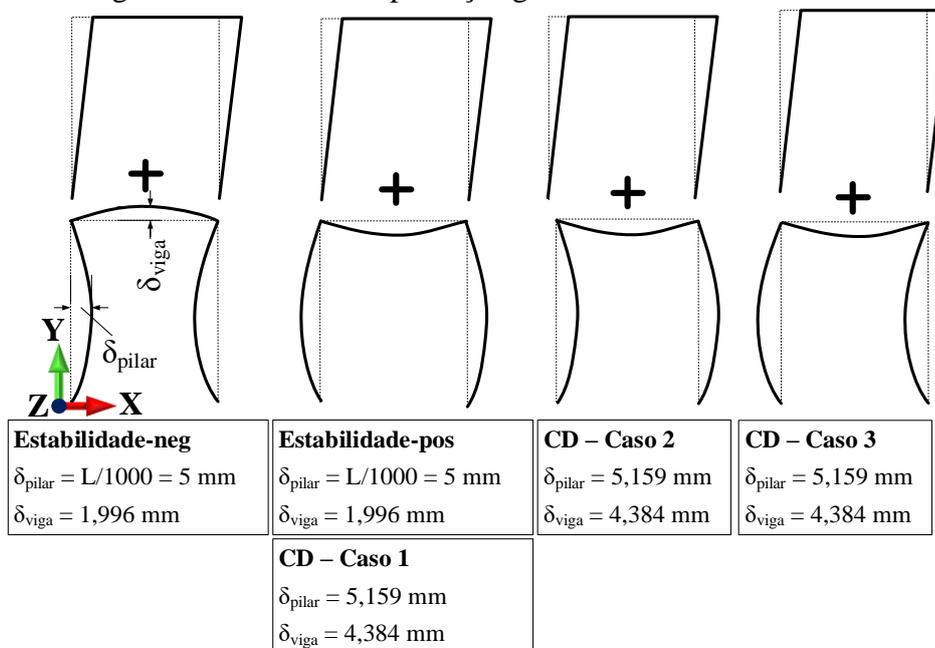
Fonte: próprio autor.

Quanto à lei de plasticidade, conforme efetuado por Vogel (1985), foi adotado um material composto por um trecho linear elástico de módulo de elasticidade 205 000 MPa, com encruamento linear cuja inclinação é de 2% da fase elástica. Apesar de apresentar uma fase de encruamento linear, Vogel (1985) indica que o Portal de Vogel não ultrapassa o patamar de escoamento. Para as tensões residuais, adotou-se a distribuição da ECCS (1984 apud VOGEL, 1985), a mesma utilizada por Vogel (1985) e mostrada na Figura 7.3c. Desta forma, foi utilizado o elemento finito B32OS em que cada membro foi discretizado em 12 elementos finitos, de acordo com as conclusões das análises do pilar isolado.

Quanto às imperfeições geométricas iniciais, a ASCE (1997) ressalta que a modelagem das imperfeições em sistemas estruturais, em especial, a determinação de suas orientações mais

adequadas, é uma tarefa desafiadora. Vogel (1985) não sinaliza qual combinação de imperfeições foi utilizada em seu estudo. O autor apresenta apenas as amplitudes máximas das imperfeições:  $L/400$  para a de sistema e  $L/1000$  para a local. Neste sentido, a presente validação analisou 5 tipos de combinações de imperfeição global e local como mostra a Figura 7.6.

Figura 7.6 - Casos de imperfeição geométrica inicial estudados.



Fonte: próprio autor.

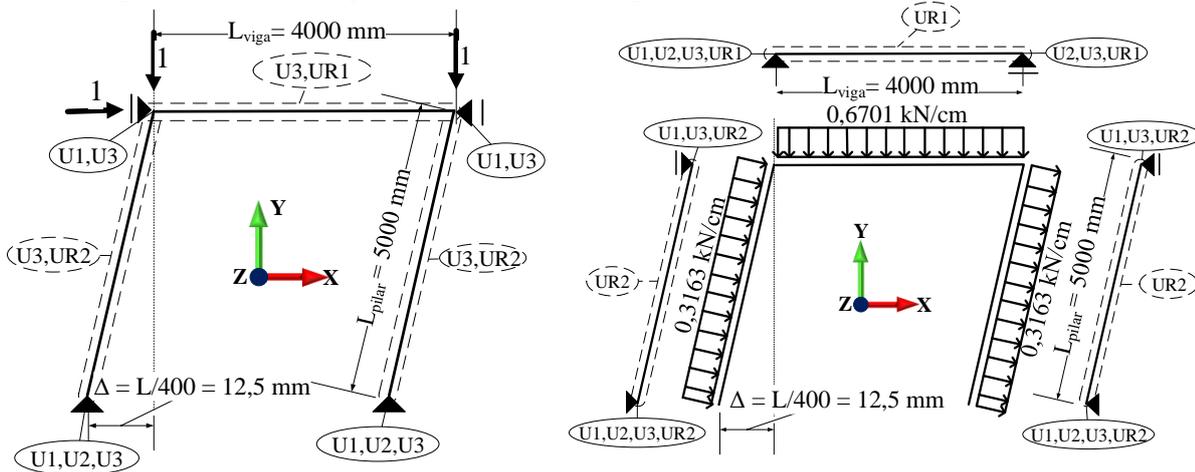
A Figura 7.6 mostra que, em todos os casos, a imperfeição global foi inserida com o mesmo valor e mesma direção. A imperfeição local, assim como efetuado para o pilar isolado, foi definida por meio de uma análise prévia. Em função das configurações mostradas na Figura 7.6, dois tipos de análises prévias foram desenvolvidos denominados “Estabilidade” e “CD”.

O primeiro trata-se de uma análise de estabilidade elástica cujo modelo prévio pode ser visto na Figura 7.7a. A análise de estabilidade elástica é comumente empregada na literatura para a situação de imperfeição geométrica inicial. Os resultados desta análise são os casos “Estabilidade-neg” e “Estabilidade-pos” da Figura 7.6. A diferença entre eles é que ora a deformada (cuja amplitude máxima é 1 mm nos pilares) foi multiplicada por -5 (**neg**) e ora por 5 (**pos**), respectivamente. A amplitude 5 correspondente a  $L/1000$  para os pilares.

Em contramão à praticidade de se aplicar uma análise de estabilidade elástica, há uma limitação deste tipo de análise. Enquanto as flechas máximas oriundas da análise de estabilidade elástica são de 1,00 mm para os pilares, elas são de apenas 0,3992 mm para a viga. Multiplicando esta configuração deformada por 5, obtêm-se 5 mm para os pilares e 1,996 mm para a viga, i.e., valor inferior a 4 mm que corresponderia a  $L/1000$  para o caso da viga. Ou seja, esta metodologia não

permite a consideração de  $L/1000$  tanto para os pilares quanto para a viga. Devido à esta inconsistência, nestes casos, uma atitude comumente adotada é indicar qual membro se está impondo o valor de imperfeição local desejado. Em Lavall et al. (2013), por exemplo, os autores impuseram o valor  $L/1000$  aos pilares do Portal de Vogel. Porém não há esta indicação em Vogel (1985).

Figura 7.7 - Modelo prévio do Portal de Vogel via análise de estabilidade elástica.



(a) Análise de estabilidade elástica

(b) Análise estática: carregamento distribuído

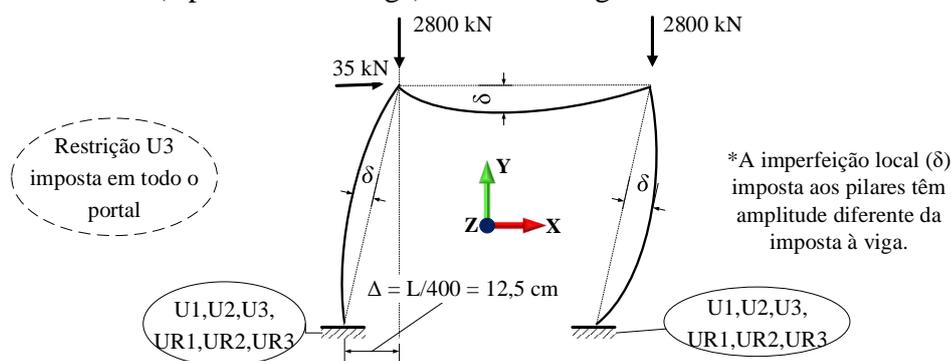
Fonte: próprio autor.

Para os demais casos mostrados na Figura 7.6, aplica-se um outro tipo de análise estrutural prévia. Conforme mostrado na seção 2.3.1, a configuração de instabilidade local pode ser obtida por meio da aplicação de carregamentos distribuídos (aqui denominado de “CD”), como mostra a Figura 7.7b. Para tal, foi necessário calcular analiticamente o valor necessário para o carregamento a fim de produzir flechas de 5 e 4 mm para os pilares e viga, respectivamente. O modelo da análise prévia, neste caso, foi constituído por três membros isolados como mostra a Figura 7.7b. Cada membro foi vinculado como uma barra biapoiada e submetido a um carregamento uniforme. Conhecido o valor da flecha total desejada e utilizando as formulações clássicas para deslocamento máximo por flexão e cisalhamento (a formulação de Cowper (1966) foi utilizada para o coeficiente de cisalhamento para a seção transversal I), obteve-se o valor do carregamento distribuído necessário, como mostra a Figura 7.7b. A análise empregada neste modelo foi estática, linear física ( $E$  igual a 205000 MPa) e geométrica. Desta forma, a diferença do “CD-Caso 1” para o “Estabilidade-pos” na Figura 7.6 é que, por meio do carregamento distribuído, a imperfeição local da viga é imposta com o valor igual a  $L/1000$ , i.e., 4 mm.

Definidas as metodologias de geração da configuração inicial deformada, o modelo final foi definido como mostra a Figura 7.8 – a resolução do problema não-linear foi efetuada com o método Riks. As condições de contorno apresentadas na Figura 7.8 recuperam as vinculações apresentadas

na Figura 7.5 e ainda impedem possíveis deslocamentos do pórtico fora do plano em estudo, em conformidade com Vogel (1985). Segundo Vogel (1985), os pórticos de calibração apresentados em seu estudo foram definidos de forma a impedir instabilidades dos membros fora do plano, por exemplo, flambagem lateral com torção (FLT).

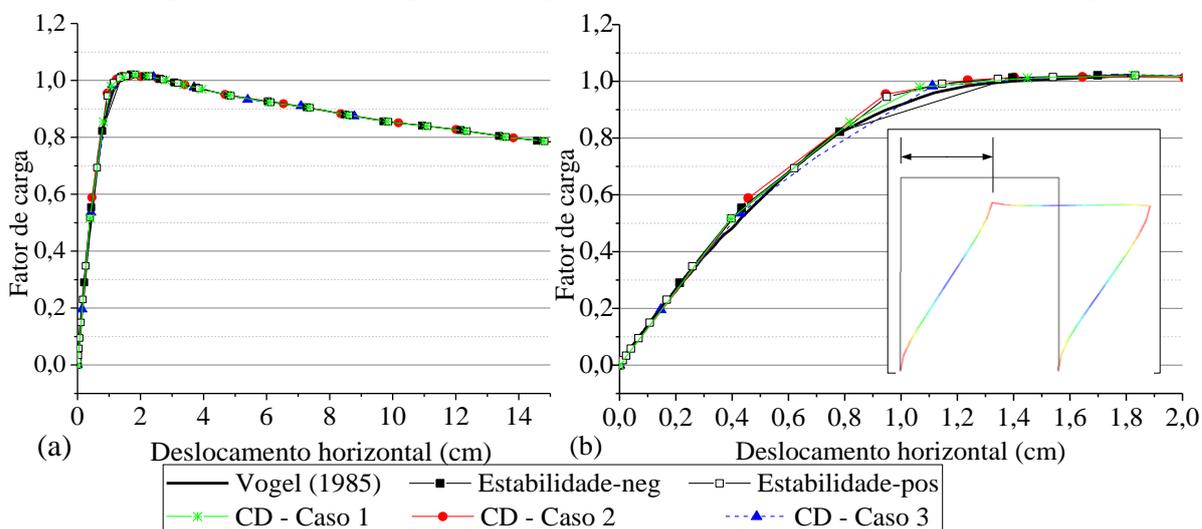
Figura 7.8 - Condições de vínculo e carregamento impostas ao modelo final: três partes isoladas (2 pilares e uma viga) conectados rigidamente entre si.



Fonte: próprio autor.

Os resultados de resposta da estrutura em termos de deslocabilidade lateral são mostrados na Figura 7.9.

Figura 7.9 – Análise da (a) flexibilidade do pórtico mensurada pelo deslocamento horizontal do nó esquerdo. (b) Detalhe para o comportamento das curvas no momento do colapso.



Fonte: próprio autor.

A resposta global da estrutura (Figura 7.9) permite avaliar essencialmente sua flexibilidade e sua capacidade resistente. Como mostra a Tabela 7.2, a diferença entre os fatores de carga de colapso obtidos e os de Vogel (1985) são negligenciáveis e menores do que os encontrados por Lavall et al. (2013). O parâmetro “fator de carga” é o nome utilizado por Vogel (1985) para indicar os fatores que multiplicam os carregamentos aplicados, mostrados na Figura 7.5.

Tabela 7.2 – Fatores de carga de colapso de diferentes análises.

Análise	Fator de carga de colapso	Diferença (%)
Vogel (1985)	1,022	-
Lavall et al. (2013)	1,010	-1,174
Estabilidade-neg	1,021	-0,111
Estabilidade-pos	1,021	-0,118
CD - Caso 1	1,021	-0,159
CD - Caso 2	1,016	-0,630
CD - Caso 3	1,025	0,286

Fonte: próprio autor.

Como esperado, a Tabela 7.2 mostra que o campo de imperfeições geométricas iniciais afeta a capacidade última da estrutura. A Figura 7.9 e a Tabela 7.2 permitem constatar que os casos “Estabilidade-pos” e “CD - Caso 1” obtiveram respostas semelhantes, mostrando que, em termos de resposta global, o valor da imperfeição da viga não é determinante. Dada a pequena variação de resultados entre “Estabilidade-pos”, “Estabilidade-neg” e “CD - Caso1”, e visando à praticidade, o “Estabilidade-pos” pode ser considerado adequado para representar o Portal de Vogel. Todavia, a em termos de capacidade última, nota-se na Tabela 7.2 que o modo de imperfeição crítico para o pórtico é o “CD - Caso 2”.

Desta forma, a validação por meio do Portal de Vogel permite concluir a etapa de validação no contexto dos perfis compactos. Neste cenário, foi atestada a adequabilidade dos elementos de pórtico tridimensionais para a avaliação dos pórticos e a eficácia da metodologia da análise prévia para inserção das imperfeições geométricas iniciais. Além disso, o estudo desenvolvido lança luz à importância da consideração da configuração adequada das imperfeições geométricas iniciais.

### 7.1.2 Estudo de caso: porta-paletes irregulares

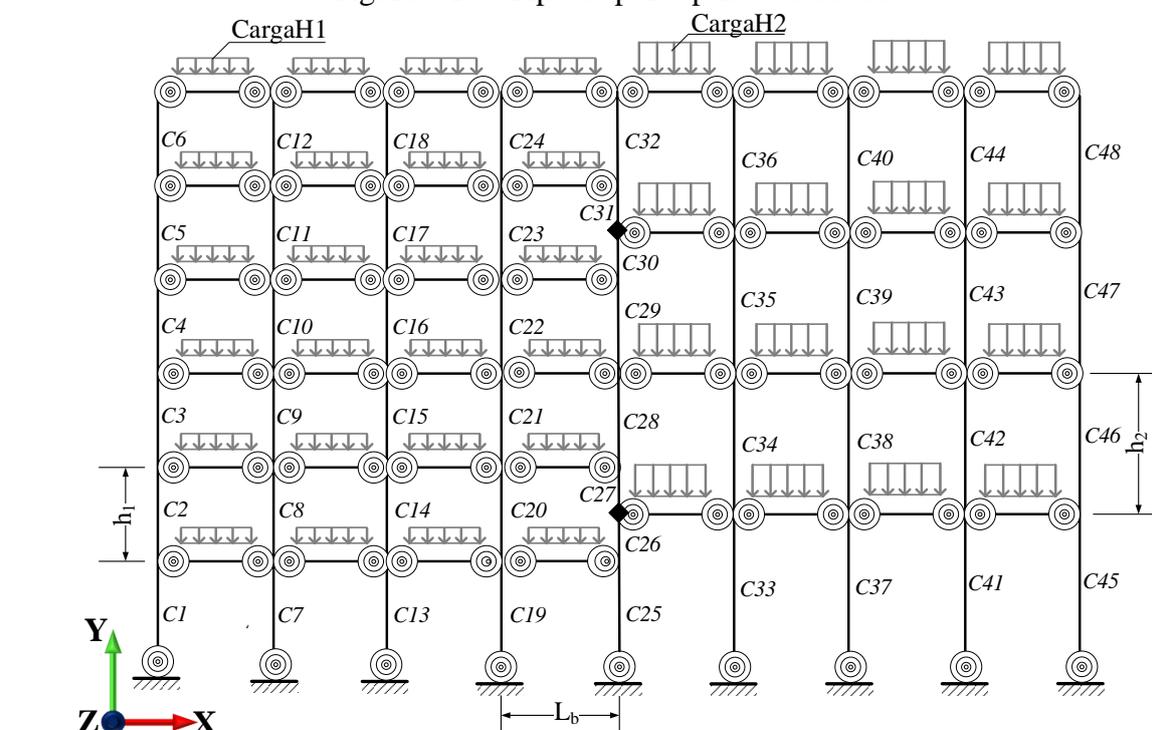
A presente seção apresenta um estudo de caso desenvolvido por meio de análises convencionais, normalmente efetuadas em escritórios de projeto, a fim de avaliar a adequabilidade das normas de projeto baseadas no método do comprimento efetivo e no método da análise direta vigentes na ANSI/RMI MH16.1:2012 e na ANSI/AISI S100:2020, respectivamente. Compostas apenas por elementos finitos de pórtico, as análises ditas “convencionais” apresentadas na presente seção são similares às publicadas em Branquinho, Vieira Jr. e Malite (2019a, b). Entretanto, no presente estudo são contemplados: as seções transversais da coluna e longarina utilizadas no presente estudo (Figura 6.1); o comportamento semirrígido da ligação dada pelos resultados da seção 6.4; e as previsões de dimensionamento previstas para perfis perfurados.

## 7.1.2.1 Definição dos modelos

A fim de que a análise das normas seja efetuada de forma mais ampla, o estudo de caso trata-se da análise global de um rack irregular na direção do corredor em que as abordagens normativas são comparadas frente a variações de carregamento e de imperfeições geométricas iniciais convencionalmente adotadas. Trata-se, portanto, de análises em que apenas a caracterização do material e a rigidez das ligações semirrígidas são conhecidas experimentalmente.

A Figura 7.10 mostra o porta-paletes irregular avaliado. Trata-se de uma estrutura composta por duas regiões: “Região H1” e “Região H2”. A Região H1 compreende as baias (ou os módulos) em que a altura é dada por  $h_1$  e a Região H2 reúne as baias de altura  $h_2$ . Foram adotados as dimensões  $L_b$ ,  $h_1$  e  $h_2$  iguais a 1860, 1000 e 1500 mm, respectivamente, como efetuado em Branquinho, Vieira Jr. e Malite (2019a). Um comprimento de longarina  $L_b$  inferior aos tradicionalmente adotados no mercado foi utilizado com o intuito de provocar o modo de flexo-torção nas colunas críticas do rack, e assim, avaliar a adequabilidade do modelo em capturar falhas tridimensionais.

Figura 7.10 - Tipo de porta-paletes estudado.



Fonte: próprio autor.

Além da diferença de altura, valores diferentes de carregamento uniformemente distribuído foram adotados para as longarinas das Regiões H1 e H2 a fim de contemplar os

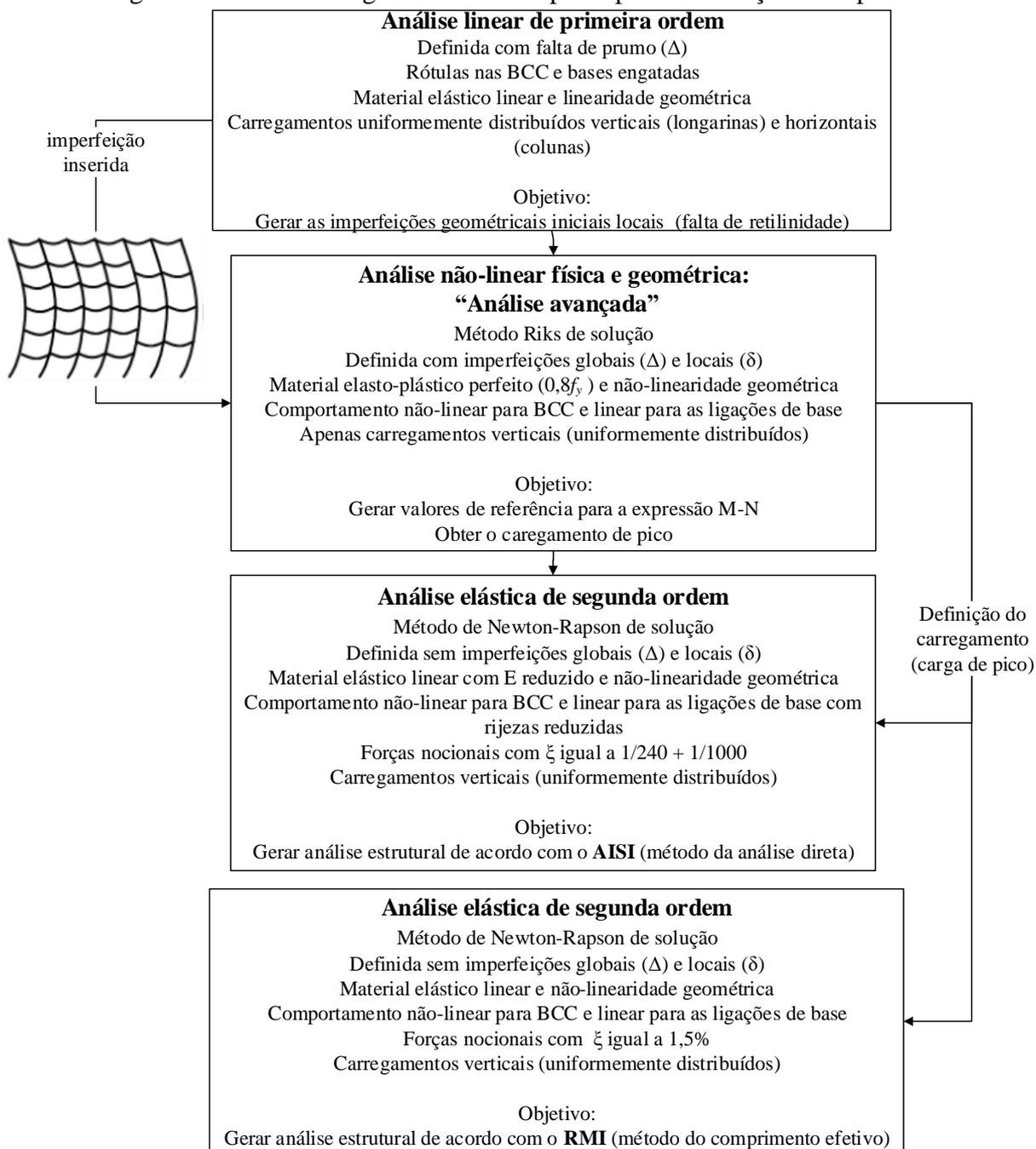
casos em que o tipo de produto a ser estocado na Região H2 não é somente mais alto, mas também tem um peso diferente do armazenado na Região H1. O carregamento gravitacional aplicado na Região H1 foi denominado de CargaH1 e o carregamento aplicado nas longarinas da Região H2 foi denominado CargaH2.

A fim de avaliar a aplicabilidade dos métodos de projeto, três tipos de análise estrutural foram efetuadas como mostra a Figura 7.11. A primeira trata-se da análise avançada que contemplou: não-linearidades física e geométrica; geometria imperfeita do rack considerando imperfeições geométricas iniciais locais e globais convencionais; não-linearidade da ligação BCC segundo os resultados da seção 6.4 para o grupo controle; e, comportamento elástico linear para as ligações de base, segundo a formulação de Sarawit e Peköz (2002). Tensões residuais não foram consideradas na medida em que foi considerado tanto para colunas quanto para longarinas um material elástico-plástico perfeito. No caso, das colunas, foi adotado  $f_{ya}$ , i.e., resistência ao escoamento do aço modificada. Além disso, nota-se que, previamente à análise avançada contempla uma outra análise, linear de primeira ordem, que é responsável pela geração da geometria imperfeita do rack. Posteriormente à análise avançada, são apresentados os outros dois tipos de análise estrutural referentes ao método da análise direta e ao método do comprimento efetivo, tratam-se das análises AISI e RMI, respectivamente. As análises estruturais previstas pela ANSI/AISI S100:2020 e ANSI/RMI MH16.1:2012 tratam-se de análises elásticas de segunda ordem, exceto pelas curvas momento-rotação das ligações longarina-coluna. A adoção das curvas momento-rotação das ligações BCC foi mantida pois o objetivo do estudo não é avaliar a adequabilidade ou não do uso de rizezas secantes na análise estrutural, mas sim atestar a adequabilidade das recomendações normativas em considerar os efeitos desestabilizantes de forma prática (imperfeições geométricas iniciais, plasticidade e modos de instabilidade, por exemplo). Em todos os modelos da Figura 7.11 são previstas análises rigorosas para a determinação dos efeitos de segunda ordem em conformidade com as constatações de Sarawit e Peköz (2006a). Segundo tais autores, a aplicabilidade do processo de amplificação dos esforços B1 e B2 não é garantida em todos os casos de estruturas porta-paletes.

A análise avançada foi efetuada pelo método Riks visando obter a capacidade da estrutura, i.e., seu valor de carregamento máximo admitido. Como a análise avançada contemplou um valor de tensão de escoamento de cálculo ( $0,8f_y$ ), assume-se que o valor de carregamento obtido trata-se de uma sollicitação de cálculo. A partir do valor de pico da análise avançada, foram determinados os carregamentos de cálculo para as análises AISI e RMI. Isto é, os carregamentos de cálculo aplicados nas análises AISI e RMI tratam-se dos valores de

carregamento da análise avançada multiplicadas pelo fator de carga do pico, i.e., trata-se do carregamento referente à capacidade última da estrutura. Assim, garante-se que as três análises estão sujeitas ao mesmo nível de carregamento. Nos modelos AISI e RMI foi utilizado o método de Newton-Raphson.

Figura 7.11 - Metodologia do estudo do porta-paletes de seções compactas.



Fonte: próprio autor.

Observando a Figura 7.11, nota-se que as imperfeições geométricas iniciais são inseridas em dois estágios. O primeiro relaciona-se com a análise avançada. Nela, a imperfeição global é inserida diretamente nas coordenadas do porta-paletes enquanto que a imperfeição local

é inserida por meio de uma análise prévia com carregamentos uniformes, de forma semelhante aos casos “CD” da análise do Portal de Vogel apresentada na seção 7.1.1. Foram adotadas amplitudes de imperfeição global e local iguais a  $L/240$  (em que  $L$  é o comprimento total da coluna ou da longarina), em conformidade aos limites de montagem estabelecidos na ANSI/RMI MH16.1:2012 para a falta de prumo e retilineidade, respectivamente. O outro estágio da Figura 7.11 que remete às imperfeições refere-se às análises estruturais AISI e RMI em que a falta de prumo é contemplada por meio de forças nocionais, cada qual com  $\zeta$  indicado na Figura 7.11. Nas análises estruturais segundo o AISI e o RMI não são contemplados os efeitos das imperfeições geométricas locais. Para a análise AISI, são ainda aplicadas a ponderação de 0,9 no módulo de elasticidade longitudinal, na rigidez elástica da ligação de base e BCC e nos valores de momento para construção da curva momento-rotação da ligação longarina-coluna. Tal ponderação, segundo a normativa, leva em consideração os efeitos da plasticidade na análise estrutural. Assim, como  $\tau_b$  assume valor unitário, foi necessário somar ao fator  $\zeta$  da força nocional da análise estrutural AISI o valor de 1/1000, atendendo as recomendações da ANSI/AISI S100:2020.

A fim de comparar as expressões de interação M-N oriundas do método do comprimento efetivo e da análise direta, uma expressão de interação foi adotada para a análise avançada. A Equação (75) mostra a expressão de interação M-N aplicada para as análises avançadas.

$$\frac{N_{c,Sd}}{0,80Af_{ya}} + \frac{M_{Sd}}{0,80Zf_{ya}} \leq 1.0 \quad (75)$$

Na Equação (75),  $N_{c,Sd}$  e  $M_{Sd}$  são os esforços solicitantes de cálculo de compressão e flexão, respectivamente obtidos na iteração de pico da análise avançada,  $A$  é a área bruta da seção transversal da coluna,  $Z$  é o módulo de resistência plástico da seção transversal e, finalmente,  $f_{ya}$  trata-se da resistência ao escoamento modificada. Note que, o coeficiente de ponderação da resistência adotado na Equação (75) é o mesmo que o aplicado na análise estrutural apresentada na Figura 7.11. A ANSI/AISI S100:2020 recomenda o uso do coeficiente 0,80 para as análises ditas “racionais de engenharia”, como por exemplo a análise avançada.

No caso dos modelos AISI e RMI, a equação de interação responsável por representar o método da análise direta e o do comprimento efetivo é a Equação (76):

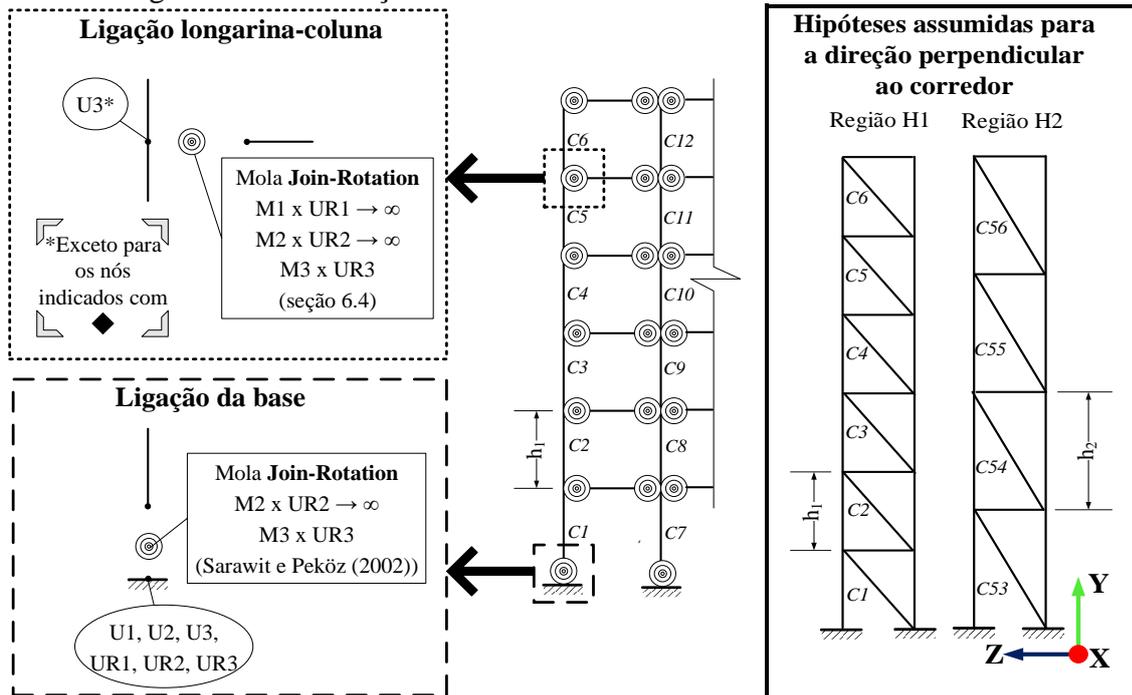
$$\frac{N_{c,Sd}}{0,85N_{c,Rk}} + \frac{M_{Sd}}{0,90M_{Rk}} \leq 1,0 \quad (76)$$

Na Equação (76),  $N_{c,Sd}$  e  $M_{Sd}$  são os esforços solicitantes de cálculo de compressão e flexão, respectivamente, obtidos de uma análise estrutural elástica de segunda ordem; e  $N_{c,Rk}$  e  $M_{Rk}$  são a força axial de compressão resistente e o momento fletor resistente característicos, respectivamente. Nesta etapa, são aplicados os coeficientes de ponderação da resistência igual a 0,85 para a compressão e 0,90 para a flexão, segundo a ANSI/AISI S100:2020. As principais diferenças entre os métodos de cálculo que determinam  $N_{c,Rk}$  e  $M_{Rk}$  são:

- i. Em termos de instabilidade global.* No método da análise direta os esforços resistentes são obtidos considerando os comprimentos reais das colunas (coeficientes  $K$  iguais a 1) e no método proposto pelo RMI não. No presente estudo, foram considerados para o dimensionamento por meio da ANSI/RMI MH16.1:2012: (i)  $K$  igual a 1,7 para a instabilidade em torno do eixo de maior inércia (valor padrão apresentado pelo ANSI/RMI MH16.1:2012 como comentado na seção 4.3.2); (ii)  $K$  igual a unidade para a instabilidade em torno do eixo de menor inércia e, finalmente, (iii)  $K_z$  igual a 0,8. Além disso, para as análises AISI, a determinação das forças críticas elásticas foi efetuada considerando as propriedades médias devido às perfurações, assim como apresentado na seção 4.2.2. Para as análises RMI, a força  $N_e$  foi obtida apenas com as propriedades brutas da seção.
- ii. Em termos das instabilidades local e distorcional.* No caso das análises segundo o AISI, os esforços resistentes são obtidos segundo o MRD referente à Opção 4 de Moen (2008), i.e., segundo às prescrições do MRD vigentes na ANSI/AISI S100:2020 para perfis perfurados. Trata-se das recomendações reunidas na Figura 4.12 e na Figura 4.13 para a determinação de  $N_{c,Rk}$  e  $M_{Rk}$ , respectivamente. Por outro lado, nas análises segundo o RMI, a verificação da instabilidade local é efetuada utilizando as propriedades efetivas definidas segundo o parâmetro  $Q$  obtido experimentalmente segundo a seção 4.3.2. Com base nos resultados experimentais da seção 6.2 e segundo a Equação (51), o parâmetro  $Q$  resultou em 0,811. Para a instabilidade distorcional, como não há prescrições específicas no RMI, foi utilizado o MRD para perfis perfurados previsto na ANSI/AISI S100:2020.

Quanto à modelagem em MEF, os modelos das análises avançada, AISI e RMI possuem as mesmas condições de contorno, como mostra a Figura 7.12.

Figura 7.12 - Condições de contorno do modelo de elementos finitos.



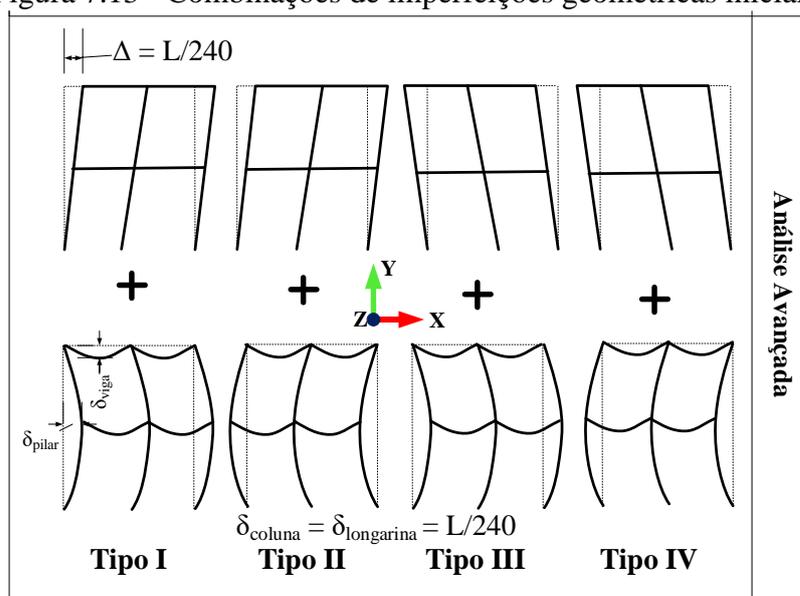
Fonte: adaptado de Branquinho (2019a).

Como mostrado na Figura 7.10, os modelos numéricos efetuados contemplam elementos somente no plano do corredor. Todavia, o modelo consegue captar os efeitos tridimensionais das longarinas e colunas, tal como falhas da coluna por instabilidades de flexo-torção. Desta forma, as condições de contorno apresentadas na Figura 7.12 são as responsáveis por levar em consideração o que ocorre fora do plano. Para isso, hipóteses foram assumidas para o projeto do porta-paleta na direção perpendicular ao corredor, como mostra a Figura 7.12.

Molas associadas a graus de liberdade de rotação foram utilizadas a fim de representar o comportamento das ligações. A mola  $M3 \times UR3$  mostrada na Figura 7.12 foi inserida como um elemento conector (CONN3D2). As conexões adotadas foram do tipo “Join”, que restringe os deslocamentos nas três direções (U1, U2 e U3), e do tipo “Rotational” para as rotações. Esta metodologia é a utilizada por Puri (2011) para a imposição de rótulas perfeitas em estruturas reticuladas formadas por elementos de barra. A diferença é que, no presente estudo, é imposta uma rigidez para o giro UR3, caracterizando a ligação semirrígida (mola M3). O comportamento momento-rotação da ligação BCC foi adotado segundo a curva média do grupo controle apresentada na seção 6.4 pela Figura 6.90. Para a ligação da base, foi adotado um modelo elástico linear cuja rigidez foi obtida pela Equação (12) e o módulo de elasticidade do concreto foi adotado conforme utilizado por Sarawit e Peköz (2002), i.e.,  $E_c$  igual a 20340 MPa (2950 ksi).

No presente estudo de caso, 4 tipos de imperfeição geométrica inicial compostas por imperfeição global e local como mostra a Figura 7.13 foram avaliadas. A Figura 7.13 mostra que, dentre as diversas tipologias existentes de imperfeições, o presente estudo avaliou apenas um tipo de imperfeição global e um tipo de imperfeição local. A imperfeição global adotada é igual ao modo 0 estudado por Sarawit e Peköz (2006a) (seção 2.4.1). Por outro lado, o modo local foi adotado conforme apresentado no estudo do Portal de Vogel.

Figura 7.13 - Combinações de imperfeições geométricas iniciais.



Fonte: adaptado de Branquinho (2019a).

Definidos os modelos numéricos referentes às análises avançada, AISI (método da análise direta) e RMI (método do comprimento efetivo), foram efetuadas análises considerando as relações de carregamento (CargaH1/CargaH2) iguais a 0,2 e 5,0.

### 7.1.2.2 Análise dos racks irregulares

O presente estudo de caso apresenta os efeitos da imperfeição geométrica inicial sob as relações CargaH1/CargaH2 iguais a 0,2 e 5,0. A Tabela 7.3 reúne os resultados obtidos de carregamento crítico para cada caso. Carregamento crítico foi o nome dado ao valor obtido pelo fator de carga do colapso multiplicado pelo carregamento aplicado. Na Tabela 7.3, enquanto CargaH1 e CargaH2 trata-se do carga em termos de carregamento uniformemente distribuído nas longarinas, R trata-se da resultante destes carregamentos dada em kN.

Tabela 7.3 - Valores de carregamento obtidos no pico das análises avançadas.

Tipo	CargaH1		Região H1		Região H2	
	CargaH2	CargaH1 (kN/cm)	R (kN)	CargaH2 (kN/cm)	R (kN)	
I	0,2	0,040597	7,551126	0,202987	37,755632	
	5	0,155299	28,885596	0,031060	5,777119	
II	0,2	0,044536	8,283728	0,222681	41,418638	
	5	0,157205	29,240130	0,031441	5,848026	
III	0,2	0,044809	8,334547	0,224047	41,672736	
	5	0,156972	29,196765	0,031394	5,839353	
IV	0,2	0,040374	7,509639	0,201872	37,548197	
	5	0,155588	28,939371	0,031118	5,787874	

Fonte: próprio autor.

A Tabela 7.3 mostra a importância do conhecimento do tipo de carregamento para cada tipo de imperfeição. Supondo-se, por exemplo, que para a razão de carregamentos 1/5, o fabricante garanta a capacidade de carga de 7,55 kN para a Região H1 e 37,76 kN para a Região H2, i.e., em conformidade com os resultados para a imperfeição Tipo I mostrados na Tabela 7.3. Caso haja a inversão destes carregamentos pelo usuário, i.e., as cargas de 37,76 kN sejam alocadas na Região H1, ocorrerá certamente a falha da estrutura tendo em vista os resultados do modelo Tipo I para CargaH1/CargaH2 igual a 5.

As normas de projeto especificam que o dimensionamento deve ser efetuado com base na condição de imperfeição geométrica inicial mais crítica para a estrutura. A partir dos resultados da Tabela 7.3, conclui-se que, o tipo de imperfeição que leva a estrutura a sua situação mais crítica é: a imperfeição Tipo I para a razão de cargas igual a 5,0 e o Tipo IV para a razão de cargas igual a 0,2, pois tratam-se das imperfeições em que ambas as regiões obtiveram seus valores mínimos de carregamento. Apesar disso, a Tabela 7.4 apresenta os resultados das análises efetuadas segundo as recomendações do AISI e do RMI para o dimensionamento de todos os racks da Tabela 7.3. Além dos resultados das expressões de interação M-N, são apresentados os valores de deslocabilidade máxima dos modelos,  $(u_2/u_1)_{máx}$ , segundo o método da análise direta (AISI) e o método do comprimento efetivo (RMI).

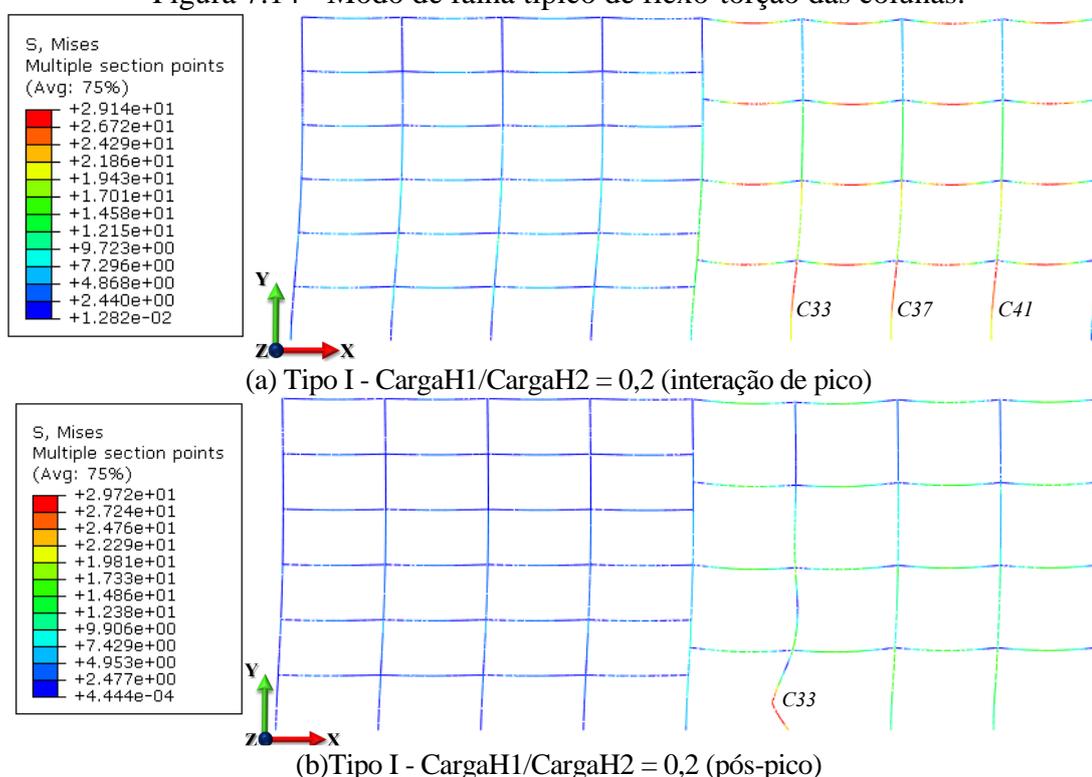
Tabela 7.4 - Resultado das expressões de interação M-N.

Tipo	Porta-paleta		Resultado M-N (coluna crítica)			
	CargaH1	CargaH2	Análise avançada	AISI	RMI	$(u_2/u_1)_{máximo}$
I	0,2	0,996687 (C41)	1,530290 (C33)	1,860784 (C33)	5,178218	4,765961
	5	1,037802 (C25)	1,233257 (C7)	1,576638 (C7)	3,134456	2,919206
II	0,2	1,015270 (C33)	1,678774 (C33)	2,041282 (C33)	5,584697	5,132179
	5	1,005262 (C7)	1,248498 (C7)	1,596093 (C7)	3,160739	2,942866
III	0,2	1,013782 (C41)	1,688206 (C33)	2,050133 (C41)	5,606317	5,135172
	5	1,005297 (C19)	1,248033 (C19)	1,595744 (C19)	3,158884	2,943501
IV	0,2	0,998424 (C33)	1,521499 (C33)	1,846509 (C33)	5,150259	4,724939
	5	1,009805 (C25)	1,236998 (C19)	1,581643 (C19)	3,139792	2,926314

Fonte: próprio autor.

Como esperado, os esforços máximos de força normal e momento fletor foram obtidos entre o piso e o primeiro nível de longarina como também as máximas combinações M-N, como mostra a Tabela 7.3. No entanto, as colunas críticas obtidas nos procedimentos da AISI e do RMI não foram sempre as mesmas que obtidas na análise avançada, mas geralmente foram as mesmas entre si. Quanto aos modos de falha, como esperado, para todos os modelos de análise avançada da Tabela 7.4, o modo de falha típico foi o de flexo-torção nas colunas, como mostra em detalhe o resultado pós-falha da análise avançada Tipo I com razão  $CargaH1/CargaH2$  igual a 0,2 apresentado na Figura 7.14.

Figura 7.14 - Modo de falha típico de flexo-torção das colunas.



Fonte: próprio autor.

No contexto dos métodos de dimensionamento, a Tabela 7.4 mostra que ambos os procedimentos apresentam um conservadorismo elevado de no mínimo 23% e 58% para o método da análise direta e o do comprimento efetivo, respectivamente. Como observado por Sarawit e Peköz (2006b), o método da análise direta concorda melhor com os resultados dos elementos finitos do que o método de comprimento efetivo. Além disso, é observada uma redução no conservadorismo dos procedimentos e nos valores de deslocabilidade com o aumento no valor da razão  $CargaH1/CargaH2$  em ambos os procedimentos. Apesar disso, como observado na Tabela 7.4, o estudo efetuado apenas com EFs de pórtico para as análises avançadas leva a altos níveis de deslocabilidade das abordagens AISI e RMI – tal efeito é detalhado nas análises da seção 7.3.3.

Desta forma, a partir das análises convencionais efetuadas para os porta-paletes irregulares, nota-se que:

- i.* Em termos de modelo numérico, as condições de contorno adotadas na Figura 7.12 foram adequadas para captar os efeitos tridimensionais do pórtico visto que foram observadas falhas de flexo-torção nas colunas. Desta forma, a princípio, análises do rack que modelem diretamente o pórtico treliçado na direção perpendicular ao corredor não são necessárias.
- ii.* O tipo de imperfeição crítico da estrutura muda em função do tipo de carregamento aplicado. No estudo foram críticos o Tipo I para a razão de carregamentos igual a 5 e o Tipo IV para a razão igual a 0,2. Todavia, apesar da imperfeição Tipo IV levar aos menores resultados para modelos cuja razão  $CargaH1/CargaH2$  é 0,2, tais resultados são muito próximos dos gerados pela imperfeição Tipo I. Sendo assim, simplificada, pode-se considerar que a imperfeição Tipo I, de fato, é o tipo de imperfeição convencional estudado mais crítico da estrutura.
- iii.* Em todos os pórticos avaliados, os procedimentos da ANSI/AISI S100:2020 e da ANSI/RMI MH16.1:2012 resultaram conservadores para as colunas críticas obtidas, sendo o conservadorismo do método da análise direta menor, porém ainda elevado.
- iv.* O estudo efetuado acerca dos modos de imperfeição mostrou que a adoção da imperfeição afeta diretamente: (i) a capacidade de carga em cada região; (ii) as colunas críticas de uma estrutura; e ainda (iv) o nível de conservadorismo das normas de projeto. Isto é, este estudo corrobora a necessidade do conhecimento prévio das imperfeições geométricas iniciais reais da estrutura para uma correta avaliação do comportamento mecânico do rack.
- v.* O nível de conservadorismo das normas de projeto e a seleção das colunas críticas mostrou-se dependente não somente das imperfeições geométricas iniciais, como também da razão de carregamentos  $CargaH1/CargaH2$ , visto que a diferença entre carregamentos em cada região modifica a capacidade de contenção de cada uma em relação à outra. Quanto mais carregada uma região é, menos ela contribui para a estabilidade da sua adjacente. Desta forma, enquanto os valores  $K$  reais das colunas são alterados pelas condições de carregamento do porta-palete, os valores  $K$  adotados segundo o RMI são mantidos os mesmos em todos os pórticos.

Desta forma, o método da análise direta configura como o menos conservador e menos sensível às variações de carregamento, tornando-o mais promissor para o dimensionamento de porta-paletes irregulares. Todavia, devido ao tipo de elemento finito utilizado, as análises estruturais

efetuadas não consideram os efeitos das perfurações e dos modos de instabilidades locais e distorcionais da estrutura.

## 7.2 Validação da análise avançada no contexto dos PFF

A análise avançada de PFF normalmente é efetuada utilizando-se elementos finitos (EF) de casca ou sólido a fim de avaliar não somente os efeitos das instabilidades globais como também dos modos locais e distorcionais. Todavia, tal metodologia, geralmente, limita as análises numéricas devido ao elevado custo computacional envolvido, principalmente quando são considerados perfis de geometria complexa e com perfurações, que, normalmente, exigem malhas ainda mais refinadas.

A segunda etapa de validação, descrita na presente seção, contempla a adoção de uma estratégia que permita desenvolver uma análise avançada de PFF por meio de elementos finitos unidimensionais de treliça e pórtico. Neste sentido é proposto o uso de modelos reticulados, ou “*lattice model*”, para avaliar os efeitos da seção, dos padrões de perfuração e das instabilidades locais e distorcionais das colunas na resposta global da estrutura. Isto é, o modelo reticulado é adotado a fim de representar satisfatoriamente a contribuição mecânica da coluna na resposta global da estrutura. Não é de interesse, portanto, avaliar efeitos de plasticidade localizada em função das perfurações, por exemplo.

Neste sentido, tendo em vista que colunas de racks geralmente estão submetidas à flexo-compressão, o presente capítulo apresenta uma validação cinemática dos modelos reticulados sujeitos ora à compressão ora à flexão. Devido à falta de estudos na literatura acerca da aplicação de modelos reticulados para a representação tridimensional de perfis de aço sob instabilidade, o presente estudo propõe a utilização de tal metodologia atrelada à validações com base em resultados experimentais. Neste sentido, foram utilizados, como referência, os resultados experimentais apresentados nas seções 6.2 e 6.3. Além disso, os resultados experimentais da seção 6.1 foram essenciais para validar o reticulado considerando-se as especificidades de material e de imperfeição geométrica inicial obtidas experimentalmente.

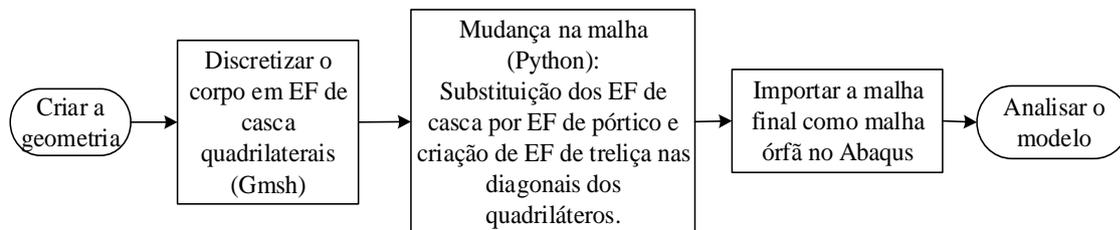
É importante ressaltar que a metodologia dos modelos reticulados foi estudada para avaliar apenas o comportamento mecânico das colunas. No caso das longarinas, o fato da análise experimental desenvolvida na seção 6.3 não indicar modos locais governantes faz com a modelagem numérica destes elementos possa permanecer com EFs de pórtico, assim como efetuado na seção 7.1. Desta forma, na seção 7.2.1 é discutida a metodologia do modelo reticulado aplicado

aos PFF, apresentando inclusive um estudo inicial desenvolvido com malhas irregulares. Posteriormente, é efetuada, de fato, a validação dos modelos reticulados na seção 7.2.2.

### 7.2.1 Metodologia do modelo reticulado

A modelagem da coluna como um reticulado composto por EFs de treliça e de pórtico foi efetuada primeiramente com base em modelos de MEF constituídos por EFs de casca. Tal metodologia para a criação dos modelos reticulados é resumida na Figura 7.15. Nesta abordagem, os seguintes recursos foram utilizados: o programa livre de geração de malha Gmsh (GEUZAINÉ; REMACLE, 2009); linguagem Python e *software* Abaqus, utilizado por meio de rotinas em Python.

Figura 7.15 - Metodologia para a criação do modelo reticulado.



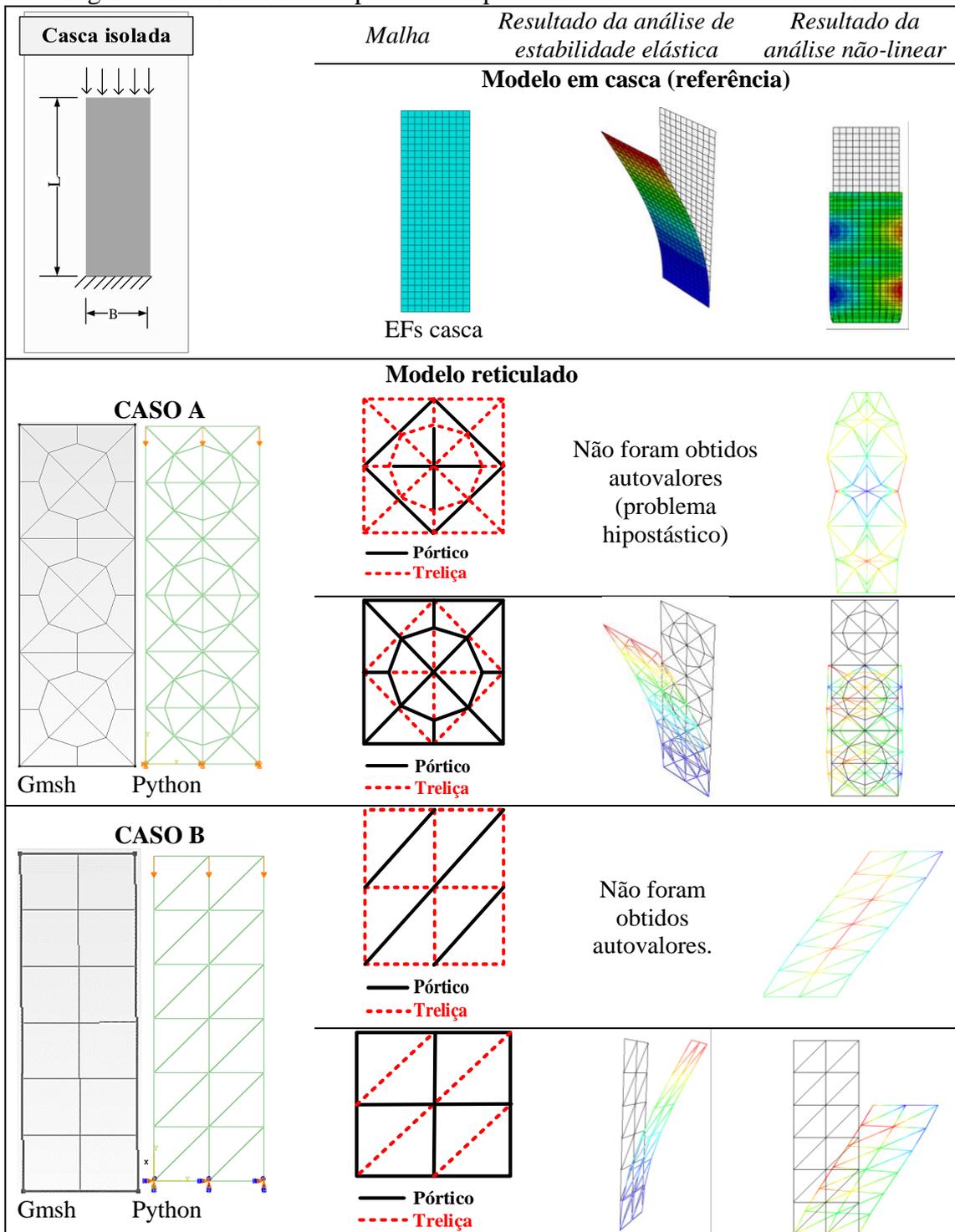
Fonte: Branquinho, Viera Jr. e Malite (2019b).

A Figura 7.15 mostra que, partindo-se de um modelo de EFs de casca, o modelo reticulado pode ser gerado pela substituição dos EFs de casca por EFs unidimensionais. Isto é, a Figura 7.15 prevê a discretização do corpo em EFs de casca pelo Gmsh e a posterior substituição de cada EF de casca por EFs unidimensionais, no caso, por 4 EFs de pórtico de 2 nós, B31, delimitando o quadrilátero e um elemento finito de treliça tridimensional de 2 nós, T3D2, para delimitar cada diagonal. Na literatura, observa-se que para corpos com geometrias irregulares e com perfurações, uma das opções mais utilizadas para a malhas em MEF é a discretização em elementos triangulares. Neste sentido, a metodologia mostrada na Figura 7.15 baseia-se na criação de um modelo reticulado por meio de regiões triangulares formadas por 2 elementos de pórtico e 1 de treliça. A Figura 7.16 mostra as análises preliminares efetuadas que justificam a substituição dos elementos de casca por elementos de pórtico e a criação de diagonais com elementos finitos de treliça e não o contrário.

A alternativa de substituição dos elementos finitos de casca triangulares por somente elementos de pórtico não foi utilizada pois comparando-se o modelo de casca triangular com o reticulado composto apenas por EFs de pórtico, o número de equações geradas para a resolução do sistema é o mesmo. Em contrapartida, o uso de EFs de treliça para compor o modelo reticulado, juntamente com os EFs de pórtico, mostra-se promissor. Todavia, esta não é a única causa da

redução do custo computacional ao se utilizar modelos reticulados. Como será mostrado para coluna isolada na seção 7.2.2, o modelo reticulado permite que discretizações mais grosseiras sejam efetuadas, comparativamente às que seriam propostas em modelos com EFs de casca e/ou sólido. Portanto, a determinação da redução do custo computacional não é uma tarefa trivial e será melhor explorada na seção 7.2.2.4.

Figura 7.16 – Alternativas para se compor o modelo reticulado e seus efeitos.



Fonte: adaptado de Branquinho, Viera Jr. e Malite (2019b).

A fim de permitir o completo entendimento do comportamento mecânico da estrutura, é de interesse que o modelo reticulado tenha um bom comportamento não somente em análises não-lineares como também nas análises de estabilidade elástica. Neste sentido, a Figura 7.16 mostra que a adoção dos EFs de treliça para a substituição dos EFs de casca não permite que análises de estabilidades elásticas sejam efetuadas. Nestes casos, somente é possível obter os autovalores se forem impostas vinculações fora do plano da chapa estudada – situação que impede que o modo desejado (solução em EFs de casca) seja reproduzido.

Além disso, os resultados mostrados na Figura 7.16 esclarecem que não só a adoção dos tipos de EFs como também a forma do modelo reticulado interfere no comportamento mecânico do modelo. Para o modelo da análise não-linear, a Figura 7.16 indica como a adoção da malha pode não corresponder ao modo de falha esperado (caso B). Das análises efetuadas, a malha mostrada no caso A na Figura 7.16 que emprega EFs de pórtico nos elementos de contorno e EFs de treliça nas diagonais foi a que viabilizou tanto a análise não-linear quanto a de estabilidade elástica, assemelhando-se da situação de referência, i.e., da análise efetuada com elementos finitos de casca. Todavia, a determinação das propriedades geométricas das seções que definem os EFs do modelo reticulado não é uma tarefa trivial.

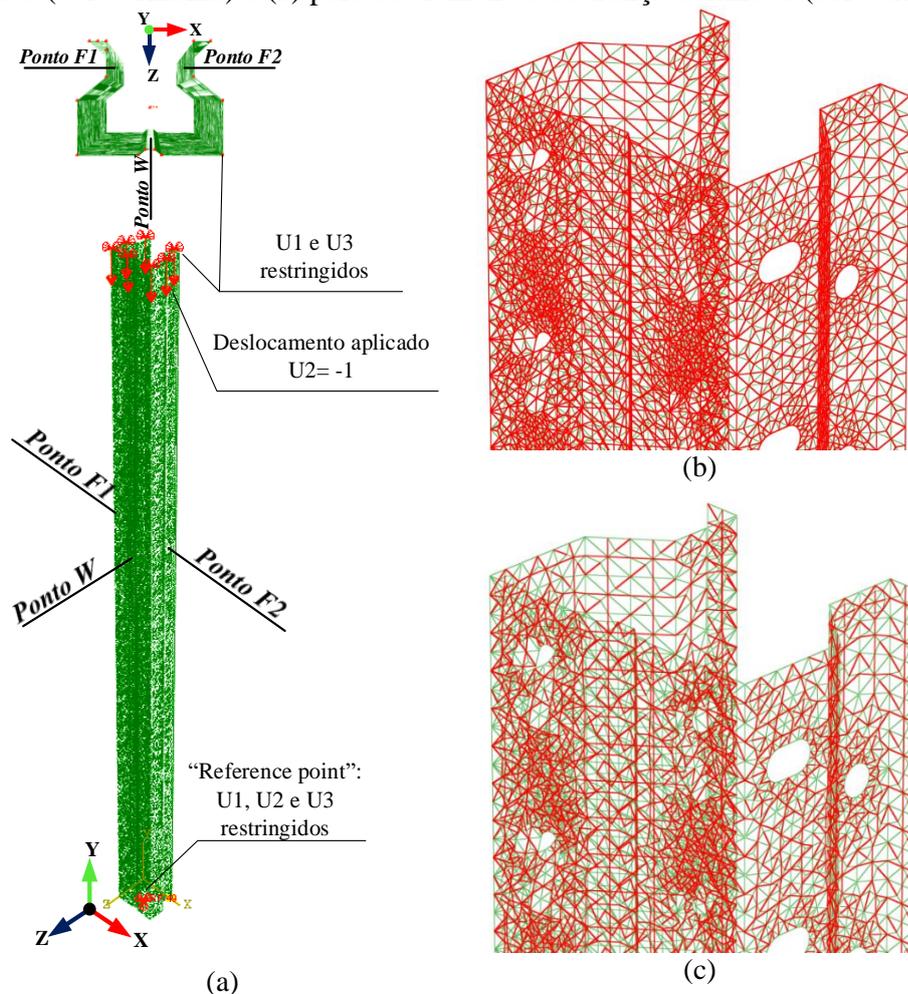
Normalmente, a definição das seções transversais dos elementos finitos de pórtico e de treliça em modelos reticulados é efetuada por meio de validações cinemáticas e/ou energéticas. Em estudos envolvendo, por exemplo, a propagação de fissuras, a validação energética do modelo mostra-se primordial. Todavia, para os fins do presente estudo, a validação cinemática torna-se suficiente visto que o modelo visa representar fielmente modos de instabilidades globais e à nível de seção transversal para que seus efeitos sejam corretamente considerados em análises globais de pórticos, no caso racks.

A fim de avaliar a adequabilidade da validação cinemática na determinação das seções transversais dos EFs de pórtico e treliça, a presente seção apresenta um estudo de caso de uma coluna de rack isolada cujo comportamento mecânico foi avaliado experimentalmente por Elias et al. (2018). O estudo de caso da presente seção está reportado em Branquinho, Viera Jr. e Malite (2019b).

A Figura 7.17 mostra o modelo reticulado aplicado à coluna isolada birrotulada submetida à compressão simples de Elias et al. (2018). Respeitando o processo mostrado na Figura 7.15 para a modelagem da estrutura, nota-se que o modelo reticulado define não somente a seção transversal do perfil como também suas perfurações. Os pontos F1, F2 e W indicados são

os pontos instrumentados por Elias et al. (2018) com LVDTs e cujos resultados experimentais foram comparados com os numéricos do modelo reticulado. Analogamente ao apresentado nas análises experimentais das seções 6.2 e 6.3, os valores de deslocamento indicados por F1, F2 e W respeitam o sentido definido pelo sistema XYZ da Figura 7.17.

Figura 7.17 - (a) Modelo reticulado avaliado: (b) destaque para os elementos de pórtico definidos (cor vermelha) e (c) para os elementos de treliça definidos (cor vermelha).

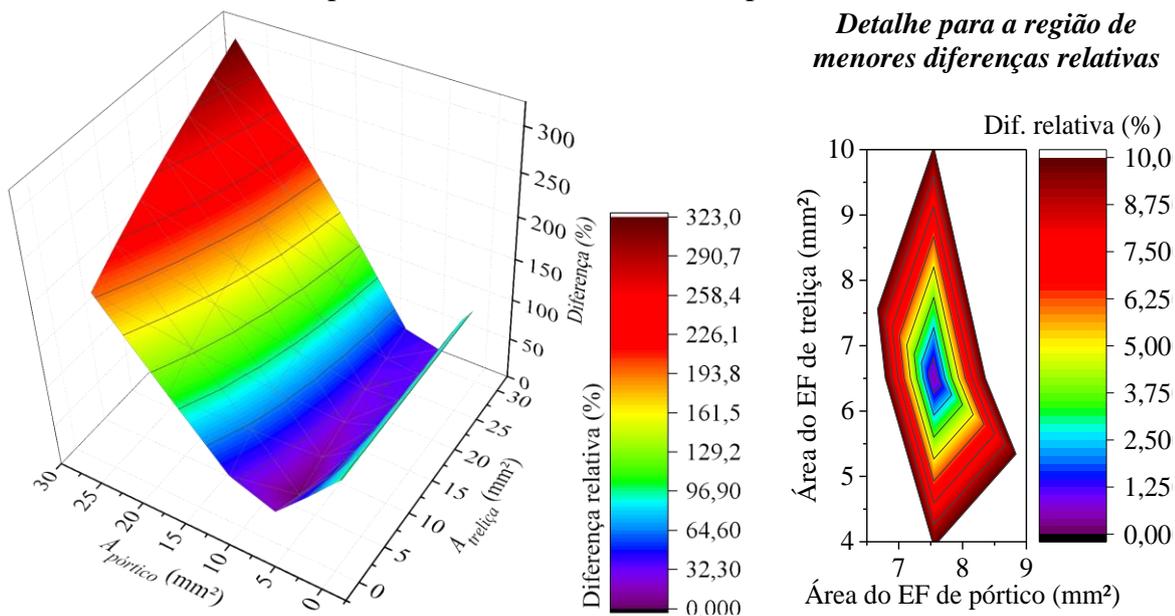


Fonte: Branquinho, Viera Jr. e Malite (2019b).

Adotando os resultados experimentais de Elias et al. (2018) como referência, a validação do modelo foi efetuada por meio de um estudo paramétrico em que foram variadas as propriedades geométricas dos elementos de pórtico e de treliça. Foram adotadas seções transversais circulares tanto para os EFs de pórtico quanto para os de treliça e os valores destas áreas foram alterados a fim de obter a melhor combinação em termos de capacidade resistente da coluna. No caso, a referência para este modelo foi o valor de capacidade última experimental obtido por Elias et al. (2018).

A Figura 7.18 resume as análises efetuadas buscando um ponto ótimo em que o erro relativo entre a capacidade última obtida numericamente por meio do modelo reticulado e comparada ao dado experimental de Elias et. al (2018) é próxima de zero. O comportamento dos resultados indica um ponto ótimo em que o erro relativo foi de 0,4% referente ao modelo em que a área dos EFs de pórtico ( $A_{p\acute{o}rtico}$ ) é igual a 7,5 mm<sup>2</sup> e a dos EFs de treliça ( $A_{treli\c{c}a}$ ) igual a 6,5 cm<sup>2</sup>.

Figura 7.18 - Resultados do estudo paramétrico em termos da diferença relativa entre as capacidades últimas numérica e experimental.



Fonte: Branquinho, Viera Jr. e Malite (2019b).

Além da grande variação dos valores de capacidade última à compressão (diferenças relativas de 322% a 0,4 %), o estudo paramétrico mostrou que a variação na seção transversal dos EFs provoca uma mudança no modo de falha da coluna. A Tabela 7.5 mostra a variação observada nos modos de falha evidenciando a importância tanto dos EFs de treliça quanto dos EFs de pórtico na composição do modelo para o modo de falha. Como esperado, a Tabela 7.5 mostra que os modos de falha locais e distorcionais são associados aos casos em que os valores de área dos EFs são reduzidos, enquanto que os modos globais são governantes nos casos em que os valores de área são maiores. No caso, em termos do tipo de modo de falha, a Tabela 7.5 mostra que a condição ótima definida por  $A_{p\acute{o}rtico}$  igual a 7,5 mm<sup>2</sup> e a  $A_{treli\c{c}a}$  igual a 6,5 cm<sup>2</sup> recupera o modo de falha tipicamente de flexo-torção.

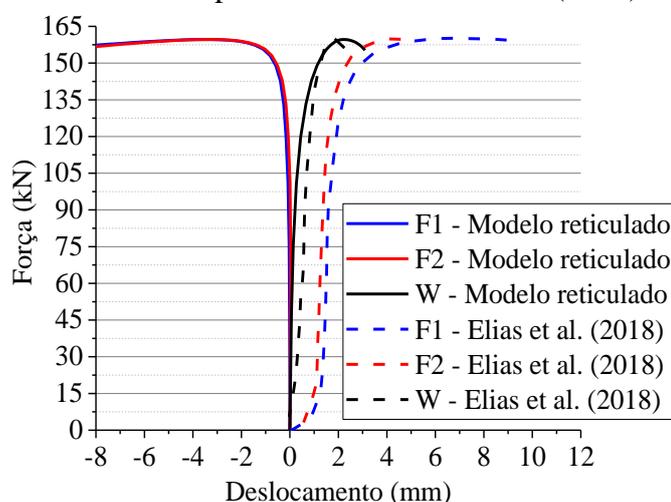
Tabela 7.5 - Resultados do estudo paramétrico em termos de modo de falha da coluna.

$A_{p\acute{o}rtico}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{treli\c{c}a}$ (mm <sup>2</sup> )						
	2,0	6,5	11,0	15,5	20,0	24,5	29,0
0,1	L+D	L	L+d	L+d	L+D	L+d	D
1,3	D	FT+D	FT+D	FT+D	FT+D	FT	FT+d
3,8	F1/FT	F1/FT	F1/FT	FT+d	FT+D	FT+D	FT+D
7,5	F2+d	F1/FT	F1/FT	F1/FT	F1/FT	F1/FT	FT
12,6	F2+D	F2+D	F1/FT	F1/FT	F1/FT	F1/FT	FT
18,9	F2+d	F2+d	F2	F2	F2	F1/FT	FT
26,4	F2+d	F2+d	F2	F2	F2	F2	F2
<b>Modo principal</b>			<b>Modos de falha</b>			<b>Modo secundário</b>	
D			Distorcional			d	
L			Local			l	
F1/FT	Modo de flexão em torno do eixo de maior inércia (F1) coincidente com o modo de flexo-torção (FT)					f1/ft	
F2	Modo de flexão em torno do eixo de menor inércia					f2	
FT			Flexo-torção			ft	

Fonte: Branquinho, Viera Jr. e Malite (2019b).

Neste contexto, a Figura 7.19 apresenta uma comparação entre os resultados de deslocamento obtidos para o modelo reticulado definido por ( $A_{treli\c{c}a}$ ,  $A_{p\acute{o}rtico}$ ) igual a (6,5; 7,5) mm<sup>2</sup> e os resultados experimentais de Elias et al. (2018). Como observado na Figura 7.19, o comportamento dos deslocamentos F1, F2 e W atestam o modo de falha de flexo-torção, e a rigidez e capacidade última obtidas pelo modelo reticulado são coerentes com o apresentado por Elias et al. (2018). Todavia, o sentido da flexão em torno do eixo de maior inércia obtido numericamente foi o oposto do observado experimentalmente. É importante ressaltar que pequenas divergências no início das curvas da Figura 7.19 podem ser justificadas por possíveis folgas entre os componentes do ensaio durante os primeiros estágios de carregamento.

Figura 7.19 - Comportamento mecânico do modelo reticulado (ponto ótimo) frente aos resultados experimentais de Elias et al. (2018).



Fonte: Branquinho, Viera Jr. e Malite (2019b).

A partir do modelo reticulado definido pela Figura 7.17 e dos resultados apresentados na Figura 7.18, na Tabela 7.5 e na Figura 7.19, nota-se que:

- i.* A geração não estruturada da malha em EFs de casca, gerou um modelo reticulado composto por EFs de treliça e pórtico dispostos de forma não organizada. A falta de estruturação mostrou-se interessante na medida em que não gera modos de falha preferenciais, como o observado no caso B da Figura 7.16. Todavia, tal metodologia dificulta a reprodução dos modelos e, conseqüentemente, sua extrapolação para comprimentos diferentes;
- ii.* A composição dos EFs de pórtico e treliça que compõe o modelo reticulado apresentado na Figura 7.17 foi capaz de reproduzir a capacidade última da coluna e o seu modo de falha, desde que efetuado um estudo paramétrico que permita a validação do modelo;
- iii.* A Tabela 7.5 e Figura 7.19 atestam a importância de se efetuar a validação do modelo reticulado não somente em relação à capacidade última como também quanto ao modo de falha. Como mostrado na Tabela 7.5, dada uma seção transversal fixa para o EF de treliça, a variação da área dos EFs de pórtico provoca expressivas variações no modo de falha da coluna, variando de modos locais (valores reduzidos da área do EF de pórtico) a até modos globais (valores mais elevados para a área do EF de pórtico). Por outro lado, dada uma seção transversal fixa de EF de pórtico, a variação dos modos de falha com o aumento da área dos EFs de treliça é presente, porém menos significativa.
- iv.* A Figura 7.19 mostra que, apesar do modelo reticulado recuperar o modo de falha de flexo-torção observado experimentalmente por Elias et al. (2018), a falta de conhecimento das imperfeições geométricas iniciais da coluna ensaiada fez com que o modelo reticulado fosse definido sem imperfeições geométricas iniciais. A falta destas imperfeições no modelo reticulado é, seguramente, uma das principais causas do fato do sentido da flexão do modelo reticulado (direção  $X < 0$ ) ser diferente do sentido da flexão experimental observada por Elias et al. (2018), i.e., direção  $X > 0$ .

Desta forma, apesar das limitações da malha (*i*) e da falta de conhecimento das imperfeições geométricas iniciais (*iv*), o estudo de caso acerca da coluna isolada de Elias et al. (2018) permitiu atestar a adequabilidade da metodologia do modelo reticulado para capturar os modos locais, distorcionais e globais e ainda reproduzir satisfatoriamente a capacidade resistente da barra. Assim, a fim de avaliar os efeitos de imperfeições e/ou instabilidades a nível de seção transversal no comportamento global dos porta-paletes, a metodologia do modelo reticulado foi adotada, no presente estudo, para a modelagem das colunas das estruturas porta-paletes.

### 7.2.2 Validação do modelo reticulado

Atestada a aplicabilidade do modelo reticulado composto por elementos finitos de pórtico e de treliça para representar o comportamento mecânico de perfis metálicos, a presente seção apresenta a validação do modelo reticulado proposto para o presente estudo.

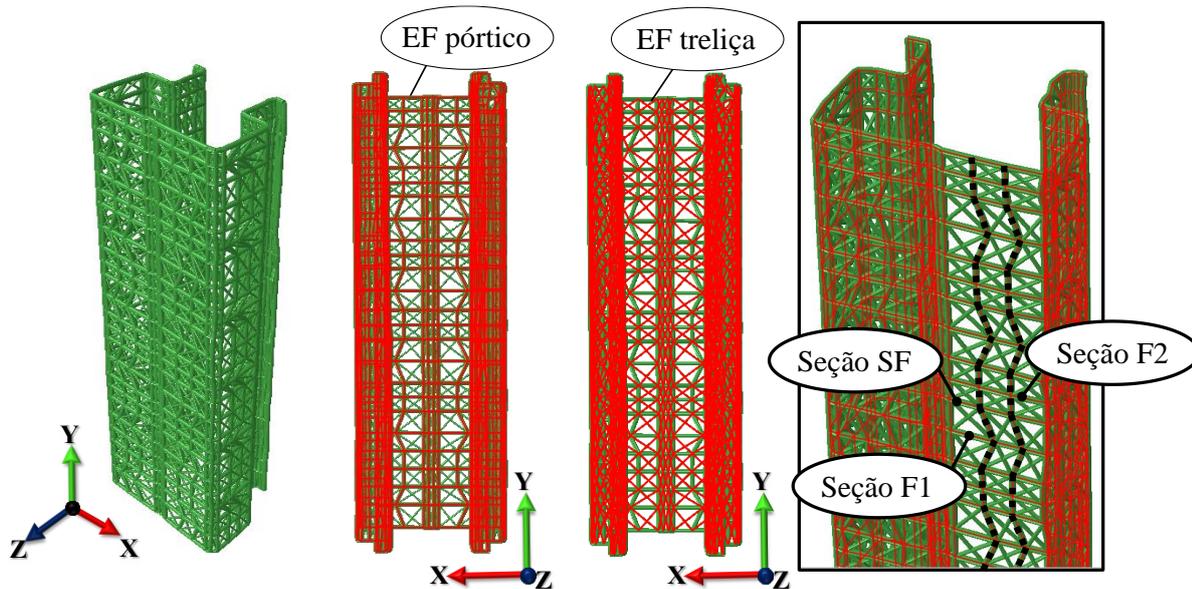
Visando eliminar as limitações descritas na seção 7.2.1, na presente validação foi adotada uma malha estruturada a fim de facilitar a reprodução dos modelos reticulados propostos e, assim, permitir a comparação entre validações de colunas de diferentes comprimentos. Além disso, com base nos resultados da seção 6.1.2 acerca dos modos de imperfeição geométrica inicial, os modelos reticulados foram definidos considerando as imperfeições reais de cada barra analisada.

Além disso, tendo em vista que as colunas de racks são usualmente sujeitas à flexo-compressão, é efetuado o comparativo entre as validações desenvolvidas considerando os modelos reticulados ora sob compressão constante e ora sob flexão constante. E, neste cenário, é apresentado uma metodologia que permite identificar quando usar cada tipo de validação. Por fim, uma análise comparativa é desenvolvida, atestando a eficiência dos modelos reticulados em representar adequadamente o comportamento mecânico das colunas com menor custo computacional que os modelos normalmente desenvolvidos em EFs sólidos.

#### 7.2.2.1 Definição do modelo reticulado do presente estudo

A Figura 7.20 mostra a estrutura do modelo reticulado proposto no presente estudo. Composto somente por elementos finitos unidimensionais, os elementos finitos de pórtico B31 foram utilizados para modelar as seções em seu perímetro (plano XZ) e interligá-las na direção Y. Por outro lado, os elementos finitos de treliça T3D2 foram utilizados como diagonais duplas definidas em cada quadro formado pelos EFs de pórtico, como mostra a Figura 7.20. Optou-se por diagonais duplas a fim de que não fossem impostas tendências de modo de falha por meio da composição do reticulado, i.e., evitando-se o caso B da Figura 7.16.

Figura 7.20 - Modelo reticulado proposto.



Fonte: próprio autor.

Diferentemente do efetuado na Figura 7.17, os modelos reticulados apresentados na presente seção não foram oriundos de modelos previamente efetuados com EFs de casca. Os modelos reticulados validados na presente seção foram definidos em código Python diretamente a partir da nuvem de pontos obtida das medições das imperfeições geométricas iniciais apresentadas na seção 6.1.2. Tratam-se, portanto, dos resultados em que cada seção foi discretizada em 50 nós, como mostrou a Figura 6.19a.

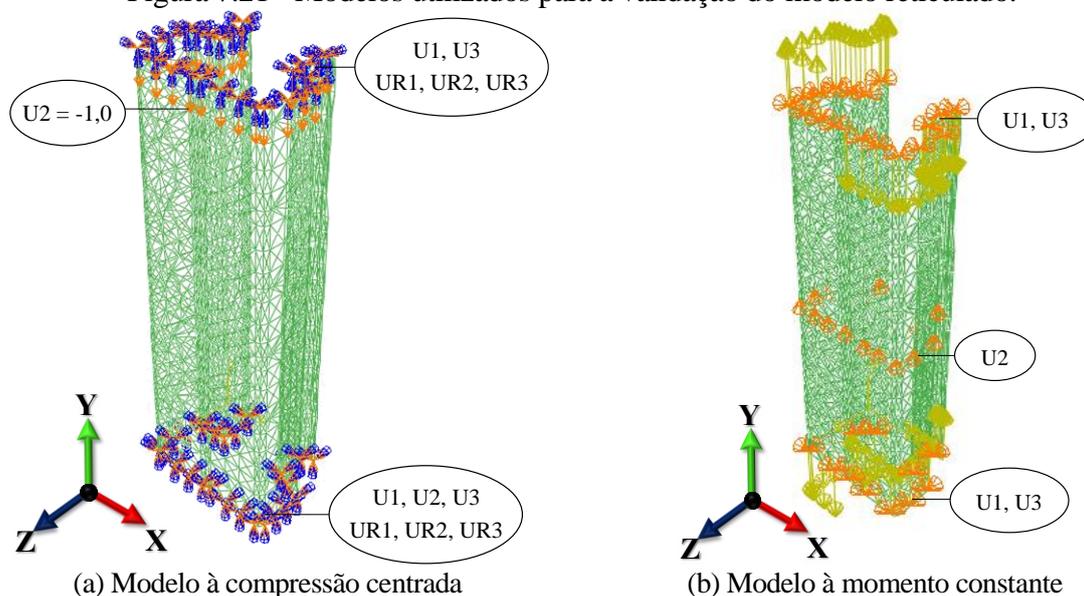
No modelo reticulado proposto, os 50 nós oriundos das medições foram interligados sempre, aos pares, apenas por 1 elemento finito, seja de pórtico ou de treliça. Todavia, o posicionamento dos nós da seção transversal no plano XZ não é sempre o mesmo. As diferenças ocorrem devido às imperfeições geométricas mas, principalmente, devido à presença dos padrões de perfurações na alma e nas mesas do perfil. Assim, como o posicionamento dos 50 nós de uma seção sem furos (seção SF), por exemplo, não é a mesmo em uma seção com os furos na alma (seção F1), ocorre o desalinhamento dos EFs de pórtico que interligam as seções transversais na direção Y, como destacado na Figura 7.20. Similarmente, também ocorre desalinhamentos na região das mesas do perfil. Os efeitos de tais desalinhamentos são apresentados, em detalhe, no fim da presente seção na apresentação dos diagramas de esforços normal e de momentos fletores atuantes.

Como os modelos reticulados são construídos a partir da nuvem de pontos medida para cada barra na seção 6.1.2, os modelos reticulados das colunas de comprimento 300, 600 e 1200 mm têm seções transversais a cada 10 e 15 mm, aproximadamente (conforme apresentado na Figura 6.17).

Por outro lado, a princípio, as barras de 2400 mm seriam compostas apenas por seções transversais a cada 50 mm a fim de respeitar o esquema de medição, como mostrou a Figura 6.18. Todavia, a metodologia do modelo reticulado mostrou-se extremamente dependente do tipo de retículo adotado. Desta forma, a fim de tornar o modelo das barras de 2400 mm compatível com o das barras menos esbeltas, foram criadas, por interpolação linear, 3 seções intermediárias entre as seções medidas a fim de que a distância entre seções fosse na ordem de 10-15 mm, assemelhando-se, portanto, à discretização utilizada na medição das colunas de até 1400 mm.

A Figura 7.21 mostra os modelos utilizados para a validação das colunas submetidas ora à compressão centrada, ora a momento fletor constante. Enquanto as condições de contorno para o modelo à compressão centrada apresentam relação direta com o ensaio desenvolvido (seção 6.2), a imposição das restrições ao modelo sob momento fletor constante não é trivial tendo em vista que apenas o trecho central da coluna ensaiada é modelada. Respeitando as características do ensaio de colunas à flexão, as condições de contorno e de carregamento para o modelo sob momento fletor constante seguiram as recomendações efetuadas por Moen e Schafer (2009b). Tais recomendações foram também as utilizadas na análise da estabilidade elástica apresentada na Figura 6.70 da seção 6.3. Assim, para o modelo de flexão, os deslocamentos nas extremidades da coluna foram restringidos em X e Z, sem a imposição de restrição ao empenamento, e a seção transversal à meia altura da barra teve seu deslocamento axial restringido da forma mostrada na Figura 7.21. Desta forma, enquanto o modelo mostrado na Figura 7.21a refere-se às colunas ensaiadas na seção 6.2, o modelo da Figura 7.21b representa apenas o trecho central, submetido à momento constante, das colunas ensaiadas na seção 6.3.

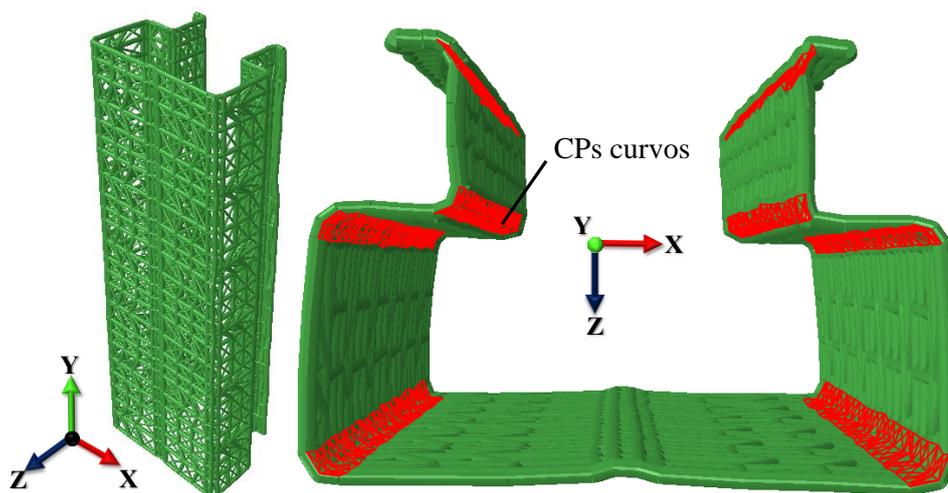
Figura 7.21 - Modelos utilizados para a validação do modelo reticulado.



Fonte: próprio autor.

Quanto ao material, foram consideradas as curvas médias verdadeiras obtidas na seção 6.1.1 para as áreas planas e para as curvas. A Figura 7.22 mostra, em destaque, as barras do modelo reticulado em que foi adotada a curva média referente aos CPs curvos. Nas demais barras do reticulado foi adotada a curva média referente aos CPs planos.

Figura 7.22 - Destaque para os EFs definidos pelas curva média dos CPs curvos.



Fonte: próprio autor.

Além do aumento da resistência ao escoamento do aço, o efeito das tensões residuais também foi considerado nas análises da presente seção, mesmo que de forma indireta. Yao e Rasmussen (2017a) indicam que a transição gradual, presente nos diagramas de tensão-deformação de PFF, entre as regiões elástica e plástica incorporam, de forma parcial, a perda de rigidez ocasionada devido às tensões residuais iniciais do material. Além disso, as tensões residuais ditas de “membrana” são frequentemente pequenas e podem ser negligenciadas nos modelos numéricos como indica Trouncer e Rasmussen (2016b). Desta forma, as tensões residuais de PFF foram contabilizadas, de forma indireta, modelando-se a transição suave entre o comportamento elástico linear e plástico, assim como já efetuado amplamente na literatura (RASMUSSEN; GILBERT, 2013, TROUNCER; RASMUSSEN, 2016b, YAO; RASMUSSEN, 2017a). Em concordância às recomendações da ANSI/AISI S100:2020, foi adotado o valor de  $0,7f_y$  como limite elástico e de proporcionalidade para os diagramas das curvas verdadeiras médias dos CPs planos e curvos da Figura 6.10.

Definidos os modelos numéricos, o processo de validação do modelo reticulado foi efetuado comparando-se os resultados experimentais apresentados na seção 6.2 em termos de Força *versus* Deslocamento e na seção 6.3 em termos de Momento *versus* Deslocamento. Como as colunas mostraram-se dependentes do nível de imperfeição geométrica inicial nos

ensaios à compressão centrada, cada modelo à compressão (Figura 7.21a) foi único, i.e., cada modelo à compressão foi construído a partir da nuvem de pontos medidos na seção 6.1.2. Por outro lado, como as imperfeições geométricas iniciais não apresentaram uma influência significativa nos ensaios à flexão (seção 6.3), não foi necessário aplicar para cada resultado experimental analisado, sua configuração imperfeita medida. Foi possível avaliar todos os casos à flexão considerando um mesmo estado inicial de imperfeição geométrica, sendo, portanto, um modelo reticulado único.

Tendo em vista a geometria de racks comumente empregada no mercado, como também as estudadas na literatura (BALDASSINO; BERNUZZI, 2000, SARAWIT; PEKÖZ, 2006a,b, TROUNCER; RASMUSSEN, 2016a), nota-se que a altura das baias, geralmente, encontra-se na faixa de comprimentos em que o modo distorcional é predominante, considerando tanto o esforço de compressão como o de flexão. De fato, o estudo experimental reportado por Trouncer e Rasmussen (2016a) atesta o modo distorcional como modo governante na ruína dos racks, sendo este modo tipicamente observado em uma ou duas meias-ondas abaixo do primeiro nível de longarina ou entre os níveis de longarinas. Desta forma, a presente validação visa à reprodução do comportamento mecânico das colunas, em especial, cuja falha é comandada pelo modo de instabilidade distorcional, seja em modelos sujeitos à compressão simples, seja sujeitos à flexão pura. Neste contexto, dentre os comprimentos de colunas analisadas experimentalmente à compressão e à flexão (seções 6.2 e 6.3, respectivamente), o comprimento que melhor se enquadra nesta faixa é o de 1200 mm. Neste sentido, a validação do modelo reticulado foi direcionada para as colunas de 1200 mm de comprimento submetidas tanto à compressão centrada quanto à momento  $M_z$  constante. Apesar disso, como é de interesse atestar a adequabilidade da validação também para outros comprimentos e modos de falha, a validação das demais colunas submetidas à compressão também foi explorada.

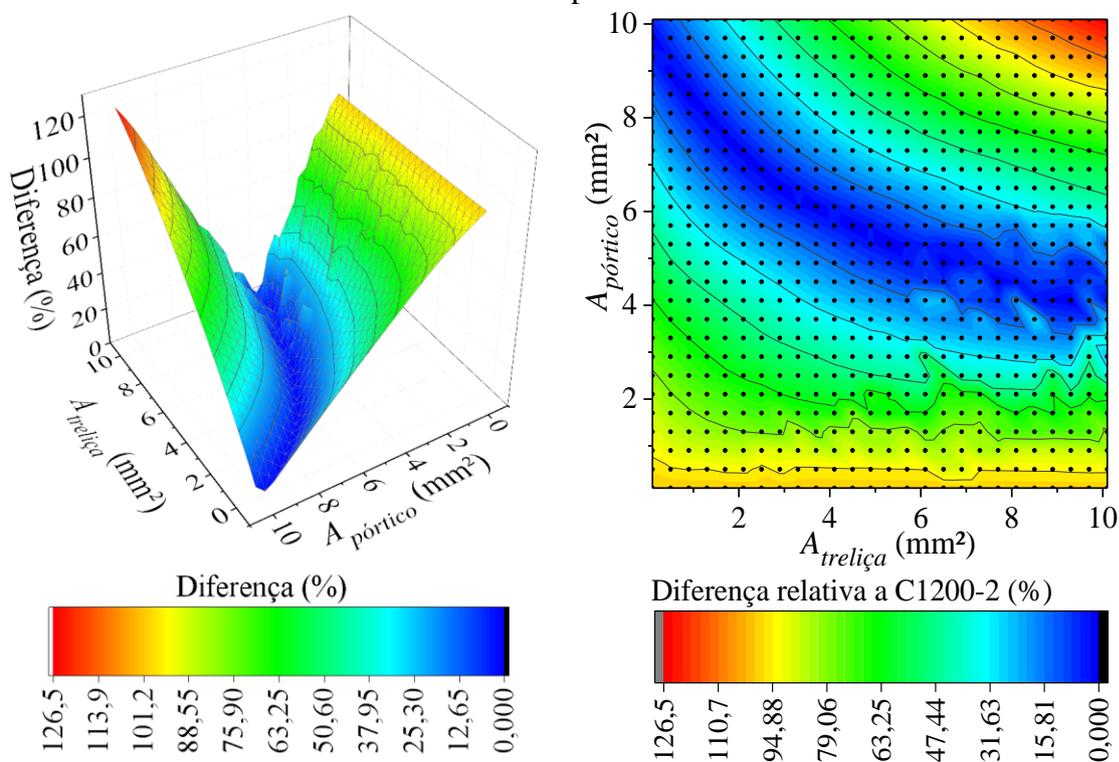
#### 7.2.2.2 *Validação dos modelos reticulados sob compressão centrada*

Similarmente ao efetuado na seção 7.2.1, a presente seção apresenta os estudos paramétricos efetuados variando a área da seção circular dos elementos finitos de treliça ( $A_{treliça}$ ) e a área dos elementos de pórtico ( $A_{pórtico}$ ) a fim de se determinar a condição ótima

em que o modelo reticulado obteve capacidade última semelhante à experimental apresentada na seção 6.2. Isto é, na presente seção é efetuada a validação do modelo reticulado quando submetido à compressão centrada, conforme o modelo da Figura 7.21a.

A Figura 7.23 apresenta o primeiro estudo paramétrico efetuado compreendido por 676 colunas submetidas à compressão centrada (Figura 7.21a) cujas áreas transversais dos EFs variam de 0,1 a 10,1 mm<sup>2</sup>. Trata-se do modelo reticulado baseado na medição n70, referente, portanto, ao resultado experimental da amostra C1200-2. Diferentemente do apresentado na Figura 7.18, a Figura 7.23 esclarece que, na verdade, não existe apenas 1 ponto ótimo que recupera a condição experimental em termos de capacidade última da coluna à compressão e, sim, uma região ótima. Visando, portanto, investigar o comportamento mecânico dos modelos reticulados constituintes desta região ótima, a Tabela 7.6 reúne os modos de falha dos 14 modelos cuja diferença relativa da capacidade última numérica frente ao valor experimental é inferior à 2%.

Figura 7.23 – Diferenças relativas entre a capacidade última numérica e experimental obtidas do estudo paramétrico amplo realizado com modelos (baseados na medição n70) de colunas de 1200 mm à compressão.



Fonte: próprio autor.

Tabela 7.6 - Análise dos modos de falha das colunas de 1200 mm com 2% de diferença relativa.

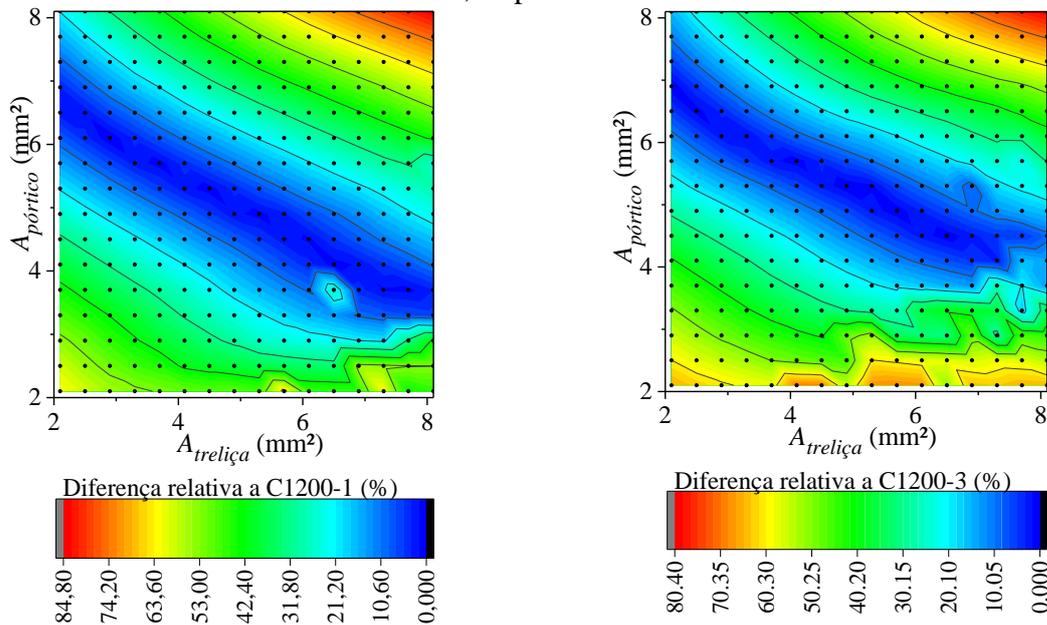
Referência: amostra C1200-2 do ensaio de compressão / Modelo MEF: amostra n70 das medições														
<i>Atreliça</i> (mm <sup>2</sup> )	0,1	0,5	0,9	1,3	1,7	2,1	2,5	2,9	3,7	4,5	5,3	6,5	7,7	9,3
<i>Apórtico</i> (mm <sup>2</sup> )	9,7	8,9	8,5	8,1	7,7	7,3	6,9	6,5	6,1	5,7	5,3	4,9	4,5	4,1
<b>Modo</b>	FT	FT	FT	FT	FT	FT	FT	D	D	D	D	F1+L	d+L	F1+L
Referência: amostra C1200-3 do ensaio de compressão / Modelo MEF: amostra n71 das medições														
<i>Atreliça</i> (mm <sup>2</sup> )						2,1	2,5	3,3	4,1	4,9	5,3	5,7	6,5	
<i>Apórtico</i> (mm <sup>2</sup> )						6,9	6,5	6,1	5,7	5,3	5,3	4,9	4,5	
<b>Modo</b>						D	D	D	D	D	d+L	D	D	
<b>Modo principal</b>	<b>Modos de falha</b>										<b>Modo secundário</b>			
D	Distorcional										d			
L	Local										l			
F1	Modo de flexão em torno do eixo de maior inércia										f1			
FT	Flexo-torção										ft			

Fonte: próprio autor.

Como destacado na Tabela 7.6, as colunas do estudo paramétrico cujo modo de falha numérico é coincidente com o tipo observado experimentalmente são aquelas em que a *Atreliça* pertence ao intervalo ]2,5; 6,5[mm<sup>2</sup>. Além disso, o comportamento dos modos de falha apresentados na Tabela 7.6 concordam com os resultados da Tabela 7.5. Mantendo-se a seção transversal do pórtico constante e dada uma variação da seção transversal de treliça, existe uma variação, mesmo que pequena, nos modos de falha da coluna. Ou seja, apesar do estudo paramétrico recuperar uma região ótima quanto a capacidade última do modelo, não são todos os pontos desta região que, de fato, recuperam o comportamento observado experimentalmente. Faz-se necessária, portanto, uma validação em termos de modos de falha.

Com base no amplo estudo paramétrico efetuado para a amostra n70 e na faixa de valores de área dos EFs que propiciam modos de falha distorcionais, ]2,5; 6,5[mm<sup>2</sup>, para as demais colunas de 1200 mm (amostras n47 e n71) foi efetuado um estudo paramétrico mais direcionado. Compreendendo 256 colunas cuja área dos EFs variou de 2,1 a 8,1 mm<sup>2</sup>, a Figura 7.24 mostra o resultados dos estudos paramétricos efetuados com base nas medições n47 e n71, referentes aos resultados experimentais C1200-1 e C1200-3, respectivamente. Como esperado, existe uma similaridade elevada entre os resultados obtidos dos estudos paramétricos efetuados para as amostras de comprimento 1200 mm, como mostram as Figuras 7.23 e 7.24. A Tabela 7.6 também compara os modos de falha observados para a amostra n70 com os modelos do estudo paramétrico mais direcionado, efetuado com base na amostra n71, cuja diferença relativa em termos de capacidade última é inferior à 2%. Segundo a Tabela 7.6, dada algumas diferenças, as faixas em que o modo distorcional predomina são próximas.

Figura 7.24 - Análise paramétrica para as amostras n47 e n71, referentes aos ensaios C1200-1 e C1200-3, respectivamente.



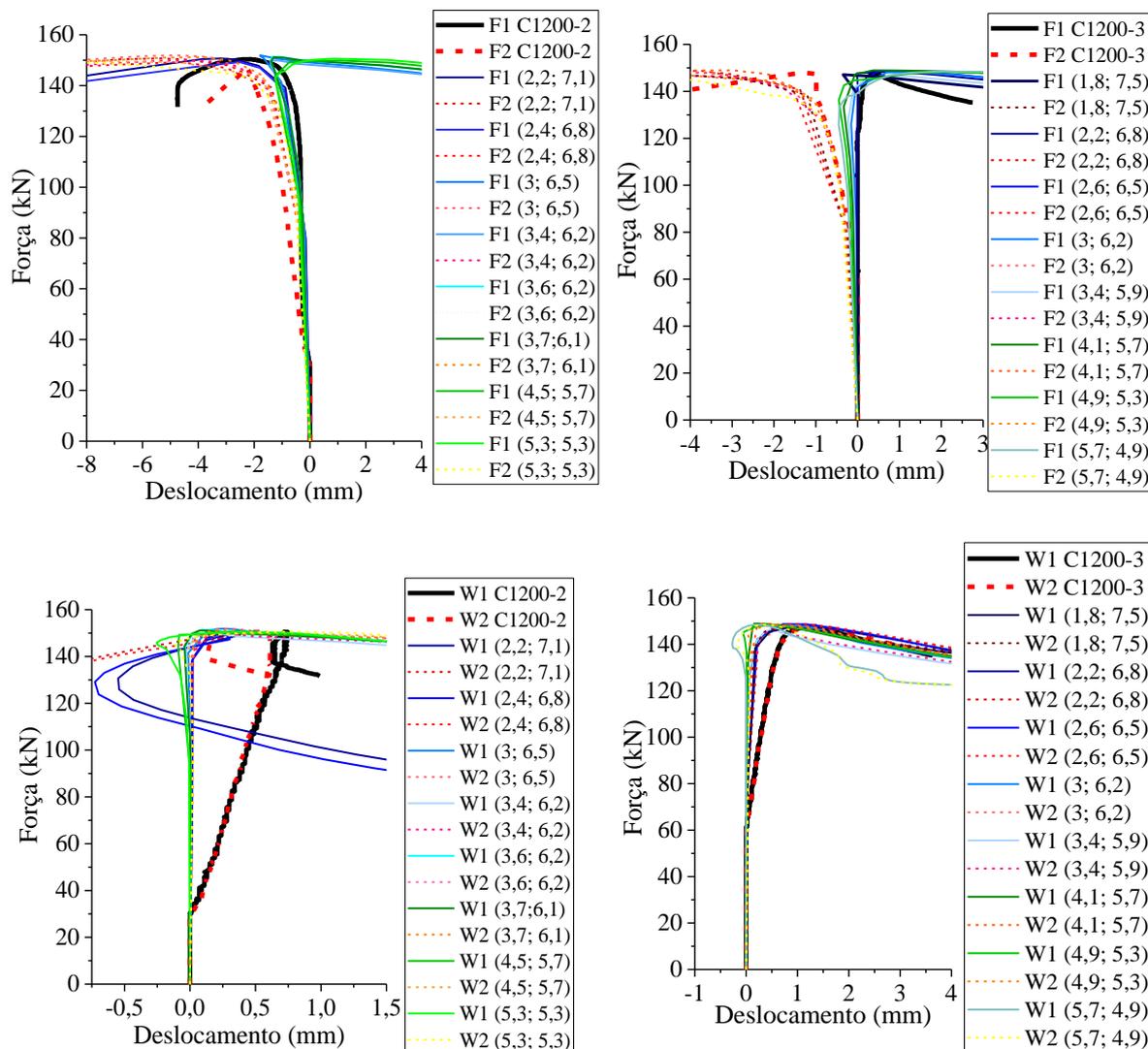
(a) Modelos MEF baseados na medição n47.  
Fonte: próprio autor.

(b) Modelos MEF baseados na medição n71.

Atestada a importância da validação em termos dos modos de falha, a Figura 7.25 recupera os resultados experimentais dos transdutores de deslocamento das amostras C1200-2 e C1200-3, e os compara com os respectivos resultados numéricos oriundos dos estudos paramétricos das amostras n70 e n71, respectivamente. No caso, a Figura 7.25 apresenta os resultados numéricos apenas dos modelos cuja diferença entre a capacidade última numérica em relação à experimental foi inferior à 1% – cada modelo é identificado por meio das propriedades geométricas adotadas ( $A_{treliça}$ ,  $A_{pórtico}$ ) cujos valores de área são dados em mm<sup>2</sup>.

A Figura 7.25 mostra que para a amostra C1200-2, os modelos cuja área dos EFs de treliça é superior à 3 mm<sup>2</sup> geram modos de falha cujo sentido dos deslocamentos F1 e F2 são opostos ao observado experimentalmente. Além disso, os modelos com  $A_{treliça} > 3$  mm<sup>2</sup> também não apresentam curvas W1 e W2 semelhantes às observadas experimentalmente caracterizadas pela inversão de sentido dos deslocamentos W1 e W2 após o pico. Porém, enquanto o modelo reticulado da amostra C1200-2 deve ter preferencialmente EFs de treliça com área inferior à 3 mm<sup>2</sup>, a amostra C1200-3 não apresenta tal limitação.

Figura 7.25 - Validação das colunas de comprimento 1200 mm. Os modelos reticulados são identificados pelas propriedades geométricas adotadas, ( $A_{treliça}$ ,  $A_{pórtico}$ ) em  $\text{mm}^2$ .



(a) Análise amostra C1200-2 (n70)  
Distorção (transição de semi-ondas)

(b) Análise amostra C1200-3 (n71)  
Distorção com pequena torção horária (1ª semi-onda)

Fonte: próprio autor.

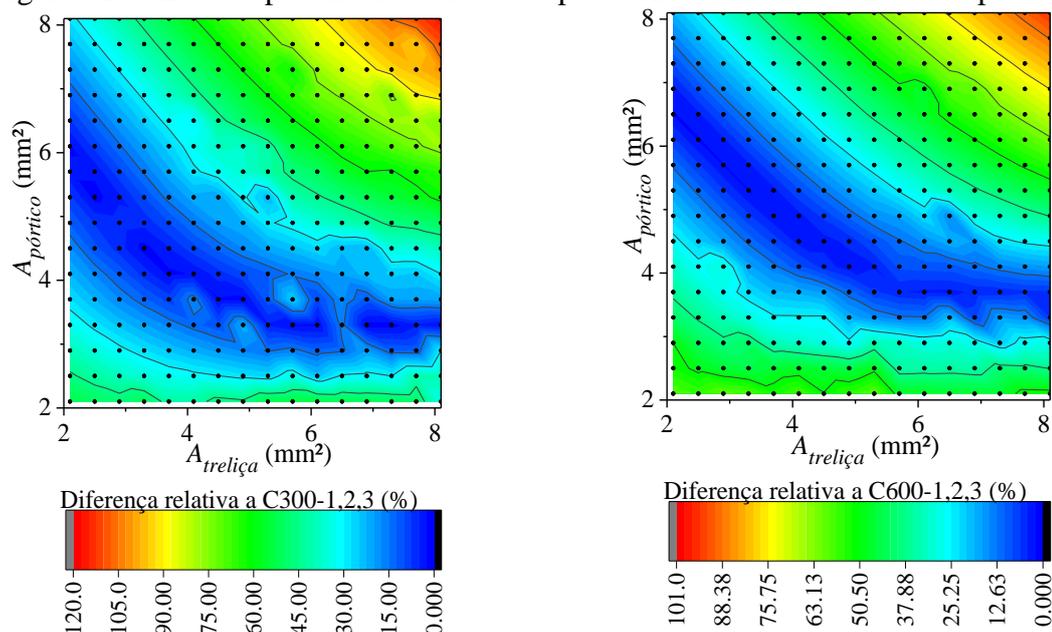
Para a amostra C1200-3, a Figura 7.25 mostra que os modelos que melhor representam o comportamento mecânico experimental, principalmente em termos do deslocamento F1, são os modelos em que a área dos EFs de treliça é superior à  $2,2 \text{ mm}^2$ . Desta forma, respeitando ambos os limitantes, foi adotado o valor de área igual a  $2,6 \text{ mm}^2$  para definir os EFs de treliça do modelo reticulado. No caso, a seção transversal do pórtico é definida pela região ótima gerada pelos estudos paramétricos ora da coluna C1200-2 (n70) ora da C1200-3 (n71). Tendo em vista a proximidade e similaridade entre tais regiões ótimas, assume-se como ponto ótimo ( $A_{treliça}$ ,  $A_{pórtico}$ ) = (2,6; 6,5)  $\text{mm}^2$ .

Além disso, a Figura 7.25 mostra que, para uma mesma condição de material, mesma concepção do modelo reticulado e mesmas seções transversais que definem os EFs de treliça, há uma mudança significativa no modo de falha das colunas avaliadas com os modelos reticulados construídos a partir da amostra n70 e n71. Dadas as similaridades entre os modelos reticulados construídos a partir da amostra n70 e n71, nota-se que tais discrepâncias são decorrentes, principalmente, das imperfeições geométricas consideradas nos modelos. Tendo em vista que os modos de falha numéricos retomam os modos observados experimentalmente, apresentando, inclusive, o mesmo comportamento dos deslocamentos F1, F2, W1 e W2 mostrados na Figura 7.25, conclui-se que a consideração das imperfeições geométricas iniciais por meio de 50 nós por seção e com o passo longitudinal de 10-15 mm foi adequadamente realizada para a fiel caracterização das barras. Tal constatação também foi observada para os outros comprimentos de coluna, como por exemplo para as colunas de 2400 mm submetidas à compressão. Ou seja, dada uma amostra de comprimento 1200 mm e sua réplica (C1200-2 e C1200-3, por exemplo), modos de falha experimentais com características distintas só podem ser adequadamente reproduzidos numericamente se considerados os respectivos campos de imperfeição geométrica inicial, como efetuado nos modelos apresentados na Figura 7.25. Tal constatação comprova, portanto, que o resultado numérico da Figura 7.19 só poderia ser de fato mais próximo da referência experimental de Elias et al. (2018) com a construção do modelo reticulado considerando as imperfeições geométricas medidas da coluna ensaiada.

Visando compreender as limitações da validação efetuada para as colunas de 1200 mm, definida por  $(A_{treliça}, A_{pórtico}) = (2,6; 6,5) \text{ mm}^2$ , foram efetuados estudos paramétricos, cada um composto por 256 colunas variando a área dos EFs de pórtico e treliça de 2,1 a 8,1  $\text{mm}^2$ , para os demais comprimentos de colunas cujos resultados experimentais foram apresentados na seção 6.2.

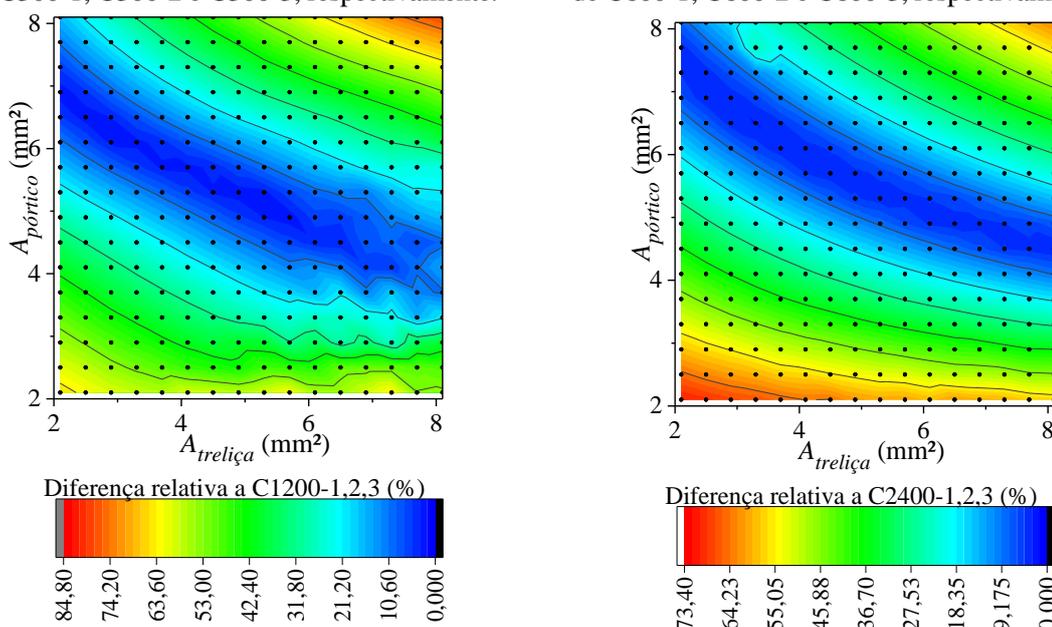
A Figura 7.26 reúne os resultados do estudo paramétrico efetuado para as colunas de comprimentos 300, 600, 1200 e 2400 mm. Como para cada comprimento há 3 amostras ensaiadas, para cada comprimento foram analisadas 3x256 barras, totalizando 768 colunas. É importante ressaltar que cada modelo foi único, construído a partir da nuvem de pontos medida na seção 6.1.2. E, tendo em vista a elevada similaridade entre os resultados oriundos de amostras de mesmo comprimento, os resultados de cada amostra, de sua réplica e sua tréplica foram agrupados e apresentados juntos, como mostra a Figura 7.26.

Figura 7.26 - Estudos paramétricos efetuados para o modelo reticulado sob compressão.



(a) Modelos de 300 mm referentes às medições n40, n41 e n44 e diferenças relativas aos resultados de C300-1, C300-2 e C300-3, respectivamente.

(b) Modelos de 600 mm referentes às medições n60, n42 e n43 e diferenças relativas aos resultados de C600-1, C600-2 e C600-3, respectivamente.



(c) Modelos de 1200 mm referentes às medições n47, n70 e n71 e diferenças relativas aos resultados de C1200-1, C1200-2 e C1200-3, respectivamente.

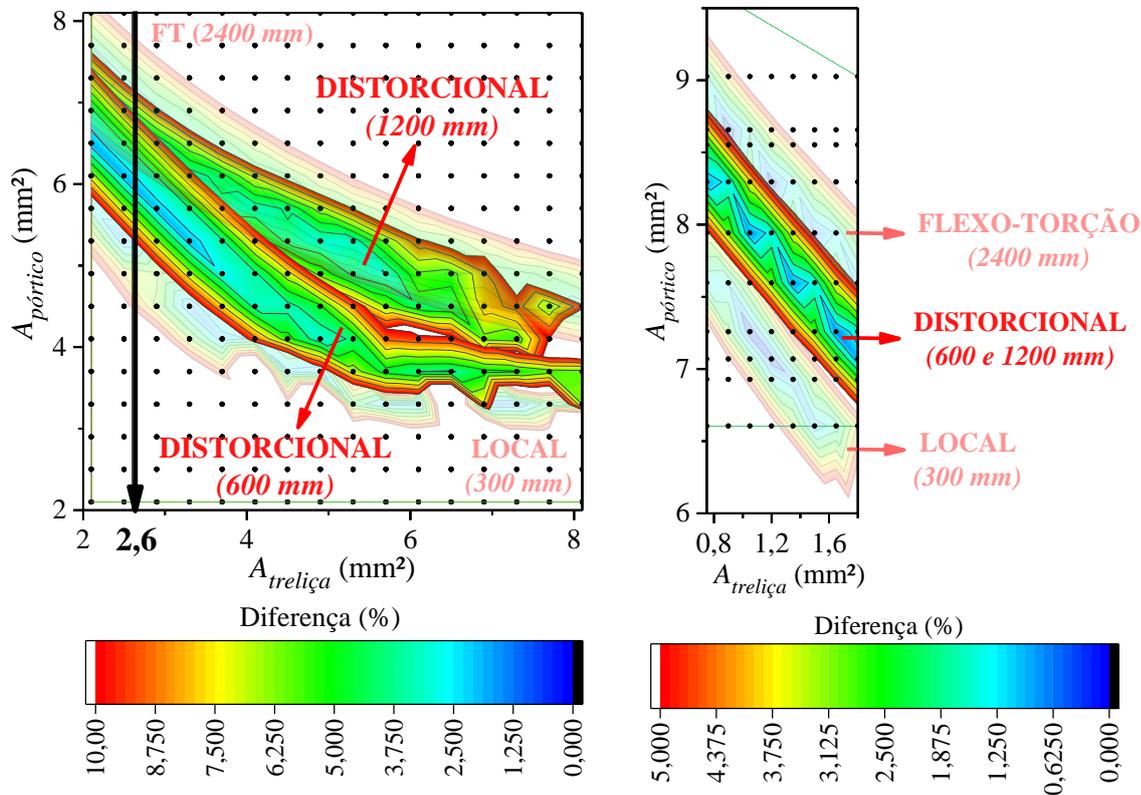
(d) Modelos de 2400 mm referentes às medições n69, n67 e n68 e diferenças relativas aos resultados de C2400-1, C2400-2 e C2400-3, respectivamente.

Fonte: próprio autor.

A Figura 7.26 mostra que a mudança no comprimento da coluna provoca mudanças nas regiões ótimas de validação do modelo reticulado. A Figura 7.27 apresenta uma comparação entre as regiões ótimas obtidas nos estudos paramétricos mostrados na Figura 7.26 considerando os

modelos cuja diferença relativa aos valores de capacidade última experimental são iguais ou inferiores à 10%.

Figura 7.27 - Reunião das regiões ótimas das colunas à compressão (resultado de 3072 colunas analisadas).



(a) Reunião dos estudos paramétricos.

(b) Análises extras para  $A_{treli\c{c}a} < 2$  mm<sup>2</sup>.

Fonte: próprio autor.

Quanto às regiões ótimas, a Figura 7.27 reitera as conclusões obtidas na análise do modelo reticulado não estruturado derivadas da Tabela 7.5. Assim como na seção 7.2.1, observa-se que para um valor fixo de área de treliça, o aumento da seção transversal dos EFs de pórtico provoca mudanças significativas dos modos de falha do modelo reticulado. No caso, os modos deixam de ser localizados (modos local e distorcional) e passam a ser globais.

Além da reunião dos resultados da Figura 7.26, a Figura 7.27 mostra a extensão dos estudos paramétrico para modelos com  $A_{treli\c{c}a}$  inferior à 2 mm<sup>2</sup>. A Figura 7.27b mostra que as regiões ótimas são praticamente coincidentes quando o modo de falha experimental governante é similar, como é o caso dos estudos paramétricos das amostras de 600 e 1200 mm cujas falhas, predominantemente, distorcionais levam a regiões ótimas praticamente coincidentes. Nota-se, portanto, para reduzidos valores de área de treliça, 3 regiões ótimas distintas caracterizadas pela predominância dos modos local, distorcional e global de flexo-torção.

Porém, dado o aumento nos valores da área dos EFs de treliça, as regiões ótimas referentes às colunas de 600 e 1200 mm começam a divergir, como mostra a Figura 7.27a. A separação entre estas regiões se inicia, aproximadamente, a partir de valores de área dos EFs de treliça em que se observa o início, de fato, dos modos de falha distorcionais, como mostrou a Tabela 7.6. Isto é, nota-se que, no intervalo definido pelos valores de  $A_{treliça}$  de 2,1 e 2,9 mm<sup>2</sup>, aproximadamente, iniciam-se os modos de falha numéricos predominantemente distorcionais e também a separação entre as faixas ótimas, antes praticamente coincidentes. Como esperado, a faixa ótima referente às colunas de 1200 mm tende a se aproximar da faixa ótima característica do modo de flexo-torção (colunas de 2400 mm) enquanto que a região ótima das colunas de 600 mm se aproxima dos resultados do estudo paramétrico das colunas mais curtas (300 mm). Tal comportamento ocorre, pois, como já comentado na seção 6.2, enquanto os modos distorcionais observados para as colunas de 1200 mm de comprimento apresentam componentes de modos globais, os modos distorcionais das barras de 600 mm apresentam participações de modos locais.

Para a condição de validação obtida para as colunas de 1200 mm,  $(A_{treliça}, A_{pórtico}) = (2,6; 6,5)$  mm<sup>2</sup>, nota-se que as faixas dos modos distorcionais referentes às colunas de 600 mm e 1200 mm ainda são próximas, assim como são próximas também as regiões ótimas referentes às colunas de 1200 e 2400 mm. Tal constatação mostra que, a condição validada para a coluna de 1200 mm, pode ser aplicada para comprimentos inferiores de coluna (até 600 mm) e também à comprimentos superiores de coluna (até 2400 mm), permitindo-se erros relativos da ordem de 6% em ambos os casos. Esta abrangência na validação mostrou-se adequada não somente em termos de capacidade última das barras, como também quanto a seu modo de falha, como mostra a Tabela 7.7 e a Figura 7.28. A Tabela 7.7 mostra os modos de falha observados para os modelos da região ótima das colunas de 600 e 2400 mm cuja diferença relativa é igual ou inferior a 1 e 2%, respectivamente. De forma complementar, a Figura 7.28 apresenta os resultados numéricos de alguns modelos apresentados na Tabela 7.7 frente aos resultados experimentais das amostras C600-2 e C2400-1. Além disso, a Figura 7.28 ainda apresenta o resultado dos modelos reticulados de 600 e 2400 mm desenvolvidos a partir das medições n42 e n69, respectivamente, considerando as propriedades geométricas validadas para as colunas de 1200 mm, i.e.,  $(A_{treliça}, A_{pórtico}) = (2,6; 6,5)$  mm<sup>2</sup>.

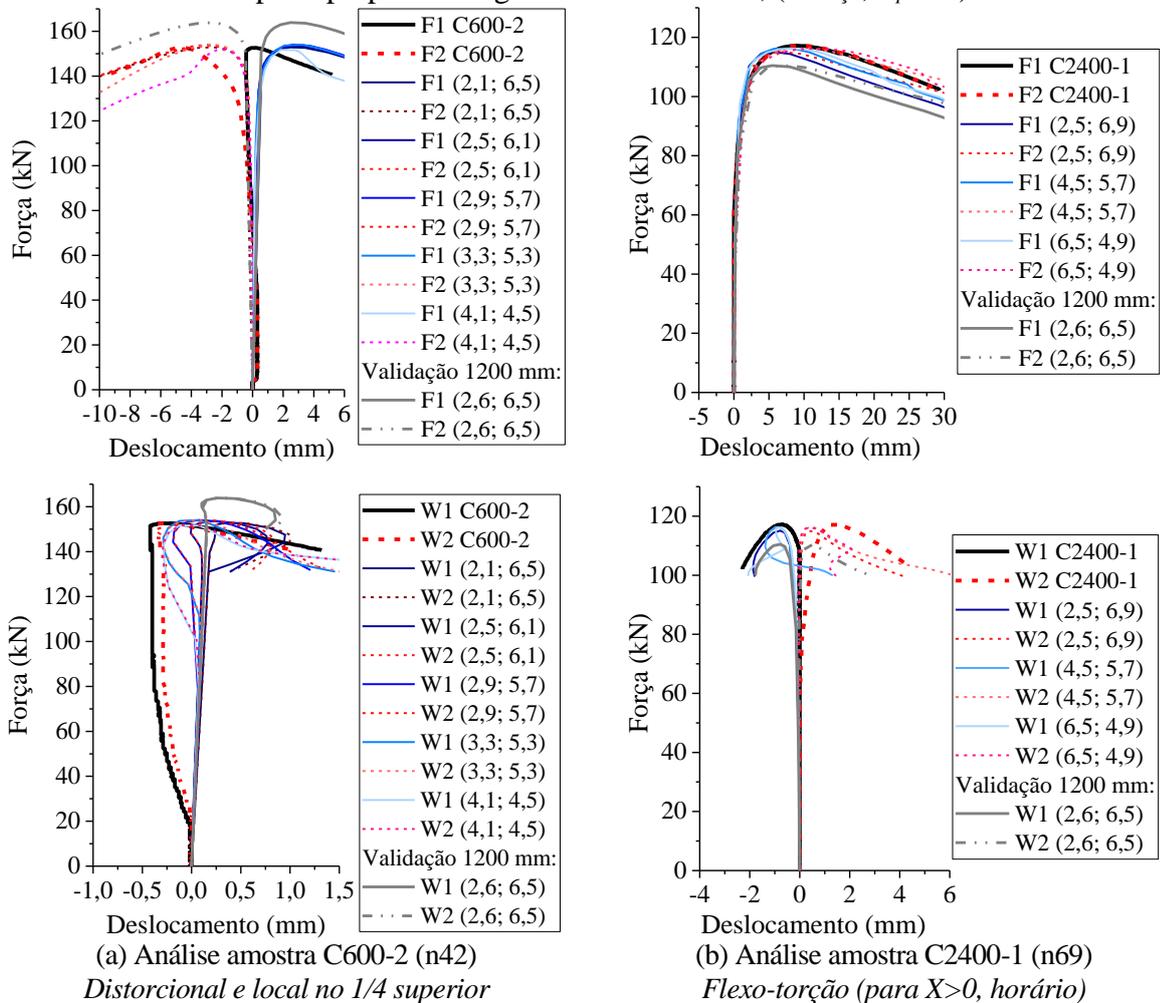
A condição validada para colunas de 1200 mm não foi avaliada para as modelos reticulados de 300 mm pois para esta condição de validação, as regiões ótimas referentes às colunas de 1200 mm e 300 mm não são próximas o suficiente, como mostrou a Figura 7.27. Ou seja, a aplicação da condição validada para o caso de colunas de 1200 mm levaria a erros superiores à 10% na capacidade última, se aplicada aos modelos reticulados de 300 mm.

Tabela 7.7 - Análise dos modos de falha das colunas de 600 mm com 1% de diferença relativa e de colunas de 2400 mm com 2% de diferença relativa.

Referência: amostra C600-2 do ensaio de compressão / Modelo MEF: amostra n42 das medições						
<i>Atreliça</i> (mm <sup>2</sup> )	2,1	2,5	2,9	3,3	4,1	5,7
<i>Apórtico</i> (mm <sup>2</sup> )	6,5	6,1	5,7	5,3	4,5	3,7
<b>Modo</b>	D+L	D+L	D+L	D	D	D
Referência: amostra C2400-1 do ensaio de compressão / Modelo MEF: amostra n69 das medições						
<i>Atreliça</i> (mm <sup>2</sup> )	2,1	2,5	3,3	3,7	4,5	6,5
<i>Apórtico</i> (mm <sup>2</sup> )	7,3	6,9	6,5	6,1	5,7	4,9
<b>Modo</b>	FT	FT	FT	FT	FT	FT
Modo principal	Modos de falha		Modo secundário			
D	Distorcional		d			
L	Local		l			
FT	Flexo-torção		ft			

Fonte: próprio autor.

Figura 7.28 - Validação das colunas de comprimento 600 e 2400 mm. Os modelos reticulados são identificados pelas propriedades geométricas adotadas, (*Atreliça*, *Apórtico*) em mm<sup>2</sup>.



Fonte: próprio autor.

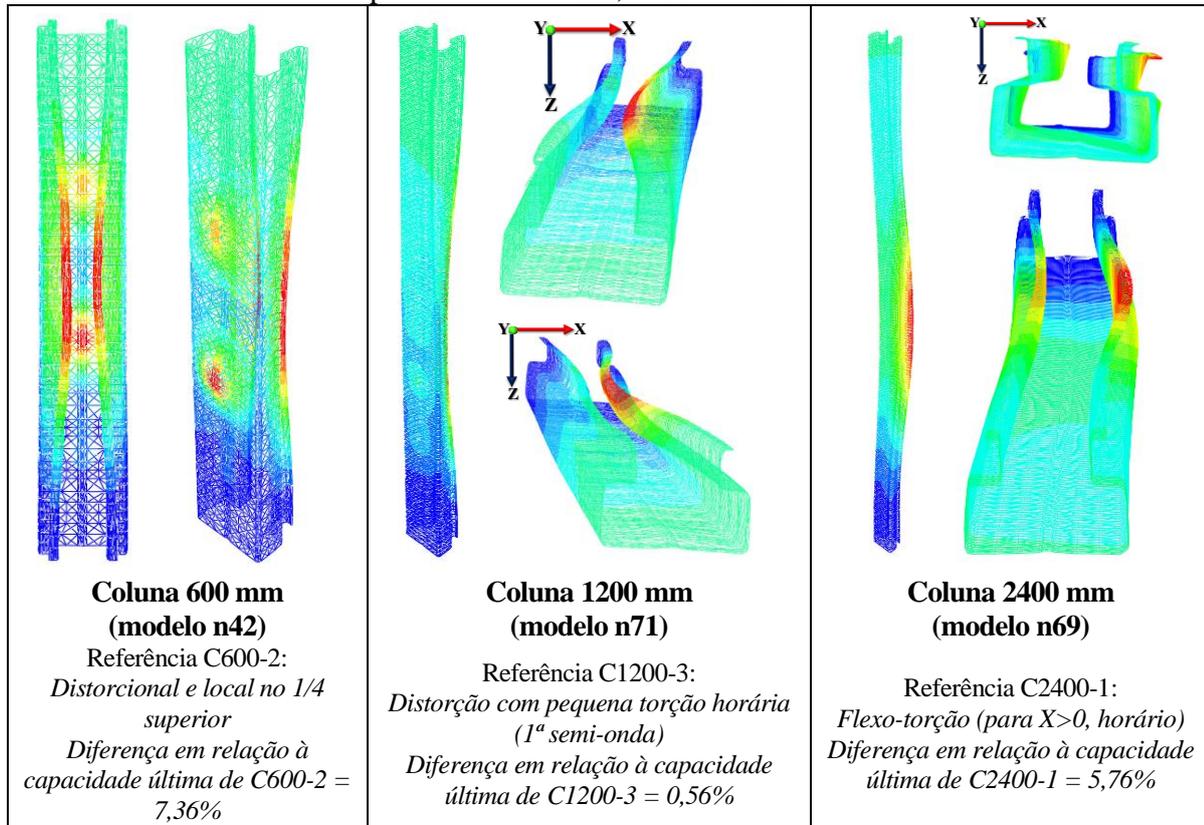
De fato, a análise da Tabela 7.7 juntamente com o comportamento das curvas dos transdutores para a coluna C600-2, mostrados na Figura 7.28a, mostram que os resultados dos modelos reticulados de colunas de 600 mm cujo valor de *Atreliça* é acima de 3 mm<sup>2</sup> não condizem

com o experimental. Assim, modelos com  $A_{treliça}$  de 2,1 a 2,5 mm<sup>2</sup> são os que melhor representam o comportamento experimental da C600-2, i.e., valores muito próximos do validado para  $A_{treliça}$  (2,6 mm<sup>2</sup>). Desta forma, utilizando a condição validada ( $A_{treliça}, A_{pórtico}$ ) = (2,5; 6,9) mm<sup>2</sup> ao modelo de coluna de 600 mm, a Figura 7.28a mostra que o modelo reticulado recupera o modo de falha experimental, promovendo uma diferença relativa de 7,36% em termos de capacidade última. Para a obtenção de diferenças relativas menores, basta, portanto, manter o valor da  $A_{treliça}$  igual 2,6 mm<sup>2</sup> e adotar como  $A_{pórtico}$  o valor indicado pelo estudo paramétrico das colunas de 600 mm, i.e.,  $A_{pórtico} \cong 6,0$  mm<sup>2</sup>.

Por outro lado, o estudo paramétrico das colunas de 2400 mm apresentado pela Tabela 7.7 mostra que o comportamento dos modos de falha praticamente é invariante com o aumento da área dos EFs de treliça. Tal resultado reflete no comportamento dos deslocamentos F1, F2, W1 e W2 mostrados na Figura 7.28. Analisando os deslocamentos numéricos frente aos resultados dos LVDTs da amostra C2400-1, nota-se que o comportamento do modelo reticulado é similar na faixa de valores de área analisados, sendo discordante do experimental apenas para o modelo cuja  $A_{treliça}$  é 6,5 mm<sup>2</sup>, principalmente quanto ao comportamento de W1. Assim, nota-se que o comportamento do modelo cuja área de treliça tem o valor mais próximo da condição validada para barras de 1200 mm (2,6 mm<sup>2</sup>) – modelo da Figura 7.28b considerando ( $A_{treliça}, A_{pórtico}$ ) = (2,5; 6,9) mm<sup>2</sup> – mostra-se adequado. Similarmente, aplicando-se a condição validada para os modelos de 1200 mm ( $A_{treliça}$  igual a 2,6 mm<sup>2</sup> e  $A_{pórtico}$  igual a 6,5 mm<sup>2</sup>) ao modelo reticulado de 2400 mm, recupera-se o modo de falha experimental, assumindo-se um erro relativo de 5,76%, como mostrou a Figura 7.28b.

Tendo em vista que a condição validada para as colunas de 1200 mm, ( $A_{treliça}, A_{pórtico}$ ) = (2,6; 6,5) mm<sup>2</sup>, mostrou-se adequada também para a representação de colunas de 600 e 2400 mm (assumindo-se erros na ordem de até 7%), a Figura 7.29 mostra os modos de falha obtidos por meio do modelo reticulado para colunas de comprimento 600, 1200 e 2400 mm considerando ( $A_{treliça}, A_{pórtico}$ ) = (2,5; 6,5) mm<sup>2</sup>. Tratam-se, portanto, dos modelos responsáveis pelas curvas F1, F2, W1 e W2 mostradas na Figura 7.25b e na Figura 7.28.

Figura 7.29 - Modos de falha obtidos para a condição validada ( $A_{treliça}$ ,  $A_{pórtico}$ ) = (2,6; 6,5) mm<sup>2</sup> para colunas de 600, 1200 e 2400 mm.



Fonte: próprio autor.

Assim como observado experimentalmente para a coluna C600-2, a Figura 7.29 mostra o modo de falha distorcional no modelo reticulado de 600 mm com presença de modo local à aproximadamente  $\frac{1}{4}$  da coluna. Para o modelo reticulado validado de comprimento 1200 mm, observou-se o modo de distorção com participação de modos globais (flexo-torção) evidenciados pela presença de pequena torção horária mostrada na Figura 7.29. E, por fim, o modelo reticulado de 2400 mm recuperou o modo de flexo-torção observado experimentalmente exibindo flexão no sentido positivo de X e torção horária.

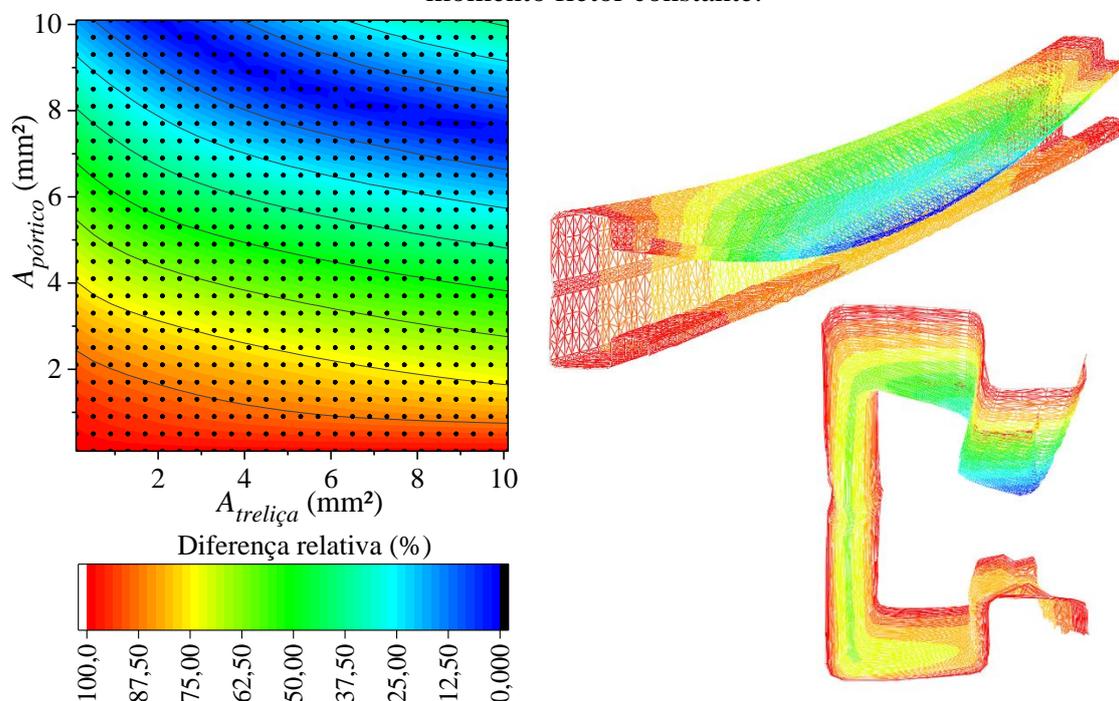
Desta forma, conclui-se que a condição validada, definida por  $A_{treliça}$  e  $A_{pórtico}$  iguais a 2,6 e 6,5 mm<sup>2</sup>, respectivamente, foi capaz de não somente recuperar a capacidade última experimental de colunas de 600 a 2400 mm, assumindo erros de até 7% nos extremos deste intervalo, mas também de representar adequadamente os modos de falha das colunas deste intervalo. É importante constatar que, embora a adoção de  $A_{treliça}$  igual a 2,6 mm<sup>2</sup> tenha sido adequada para a faixa de comprimentos em estudo, a obtenção de uma condição validada mais precisa requer que o valor de  $A_{pórtico}$  seja determinado a partir da região ótima específica de cada comprimento de coluna. No caso, são  $A_{pórtico}$  iguais a 6,0 mm<sup>2</sup> para colunas de 600 mm de comprimento, 6,5 mm<sup>2</sup> para as de 1200 mm e 6,9 mm<sup>2</sup> para as mais longas, de 2400 mm de comprimento.

### 7.2.2.3 Análise comparativa: modelos reticulados à compressão vs à flexão

Analogamente ao efetuado para os modelos à compressão, foram realizados estudos paramétricos a fim de validar o modelo reticulado sujeito à momento fletor  $M_z$  constante. Isto é, considerando o modelo definido conforme a Figura 7.21b e os resultados experimentais da seção 6.3.

Considerando os resultados da amostra n47 para composição do modelo reticulado de 1200 mm de comprimento, a Figura 7.30 mostra o estudo paramétrico composto por 676 modelos com área dos EFs de pórtico e treliça variando de 0,1 a 10,1 mm<sup>2</sup>. Como a análise experimental da seção 6.3 atestou que o campo de imperfeições geométricas iniciais não é determinante para o comportamento mecânico das colunas à flexão, foi adotado apenas o modelo reticulado efetuado com base na nuvem de pontos da medição da amostra n47 e os resultados numéricos foram comparados aos experimentais dos modelos F2600-1&2, F2600-3&4 e F2600-5&6. A Figura 7.30 mostra o resultado do estudo paramétrico à flexão.

Figura 7.30 - Resultados do estudo paramétrico de colunas de 1200 mm de comprimento sob momento fletor constante.

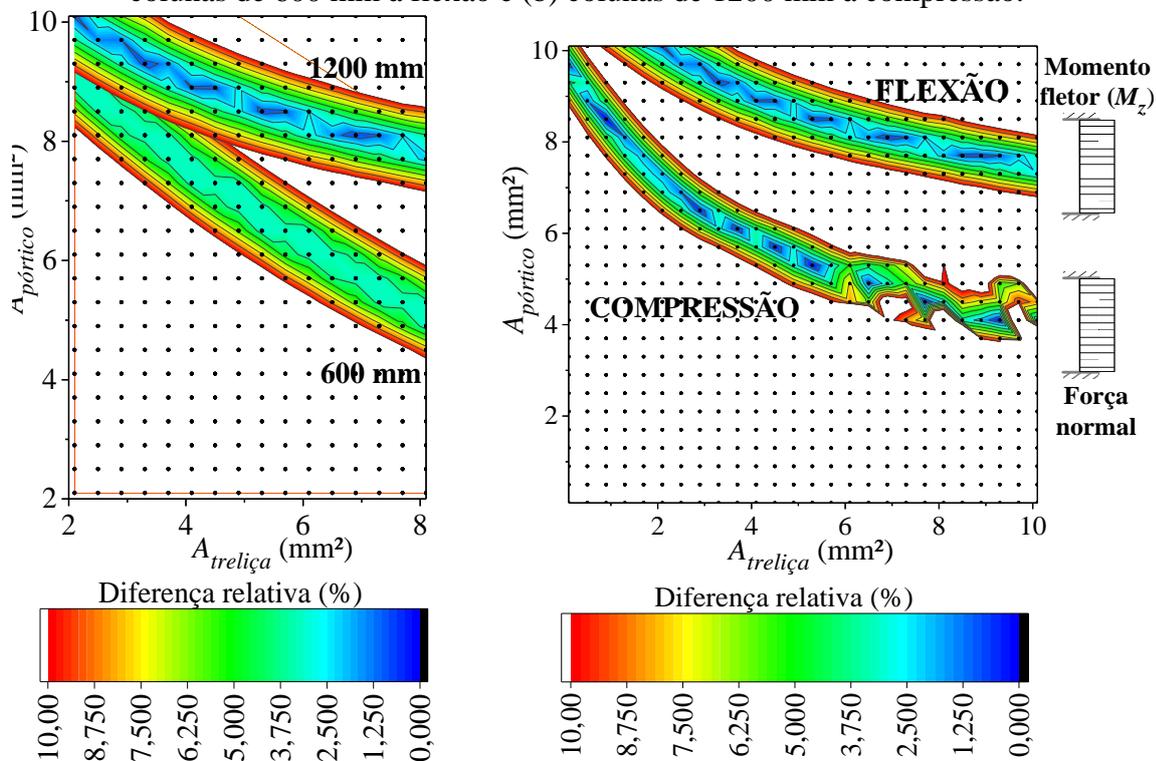


Fonte: próprio autor.

Para o caso dos modelos reticulados à flexão, também foram avaliados os modos de falha para os modelos mostrados na Figura 7.30a cuja diferença da capacidade última do modelo, dada em termos de momento fletor  $M_z$  em relação aos resultados experimentais observados para as amostras F2600-1&2, F2600-3&4 e F2600-5&6, é igual ou inferior à 2%. Dos 20 modelos cuja diferença foi igual ou inferior à 2%, contemplando valores de  $A_{treliça}$  de 1,7 a 10,1 mm<sup>2</sup>, todos os modos de falha ocorreram predominantemente devido ao modo de instabilidade distorcional observado na mesa comprimida, como mostra a Figura 7.30b.

Analogamente ao efetuado para os modelos à compressão, foi efetuado o estudo paramétrico para as colunas de 600 mm à flexão (com base na medição n60) a fim de comparar sua região ótima com a obtida para as colunas de 1200 mm. Assim como para as colunas de 1200 mm, os modelos de 600 mm à flexão cuja diferença relativa é inferior à 2% mostraram modo de falha governado pelo modo distorcional, para a faixa de valores de área analisadas. A Figura 7.31a mostra a comparação do estudos paramétricos efetuados para as colunas de comprimento 600 mm e 1200 mm sob momento  $M_z$  constante.

Figura 7.31 - Comparação do estudo paramétrico de colunas de 1200 mm à flexão com (a) colunas de 600 mm à flexão e (b) colunas de 1200 mm à compressão.



a)

*Paramétrico à flexão 1200 mm (n47)*

vs

*Paramétrico à flexão 600 mm (n60)*

b)

*Paramétrico à flexão 1200 mm (n47)*

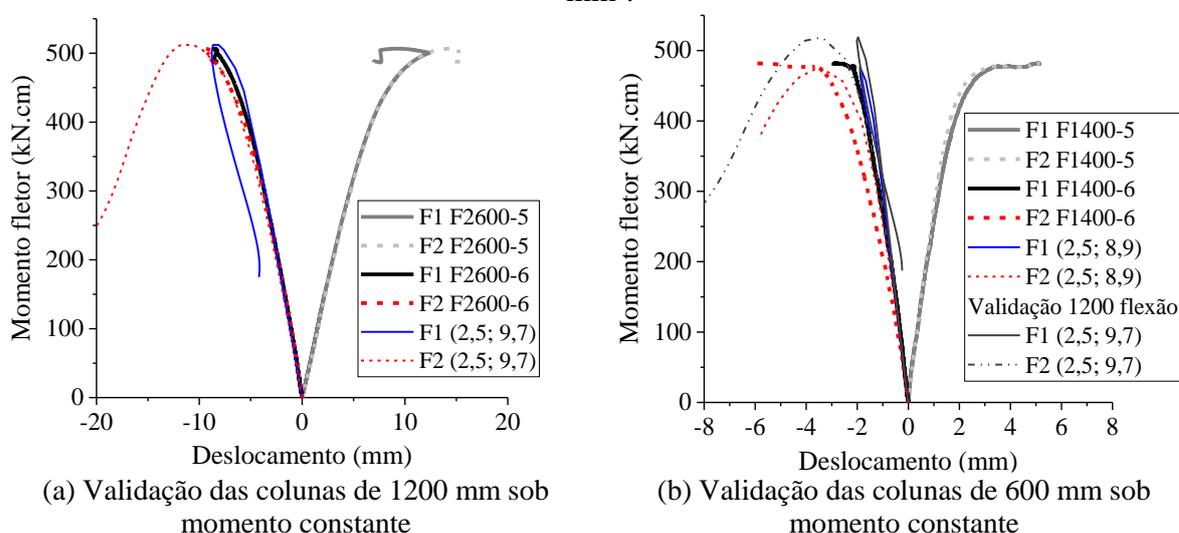
vs

*Paramétrico à compressão 1200 mm (n70)*

Fonte: próprio autor.

Como esperado, devido ao tipo de modo de falha em comum, a comparação entre os estudos paramétricos à flexão efetuados para barras de 600 mm e de 1200 mm mostra uma proximidade entre as regiões ótimas de ambos os estudos para valores de área de treliça reduzidos. Visando a validação do modelo reticulado proposto sob flexão pura, a Figura 7.32 mostra a comparação do comportamento dos deslocamentos experimentais F1 e F2 das amostras F2600-5&6 e F1400-5&6 frente aos resultados dos modelos numéricos da Figura 7.31a que melhor representaram o comportamento mecânico das barras ensaiadas na seção 6.3.

Figura 7.32 - Validação dos modelos à flexão em termos de modo de falha. Os modelos reticulados são identificados pelas propriedades geométricas adotadas, ( $A_{treliça}$ ,  $A_{pórtico}$ ) em  $\text{mm}^2$ .



Fonte: próprio autor.

Como mostrado na Figura 7.32a, dentre os modelos reticulados de colunas de 1200 mm de comprimento cuja diferença relativa é inferior ou igual a 1%, o modelo com  $A_{treliça}$  e  $A_{pórtico}$  iguais a 2,5 e 9,7  $\text{mm}^2$ , respectivamente, foi o que melhor se ajustou ao comportamento experimental. De forma similar, o modelo com 600 mm sob flexão pura que melhor se adequou aos resultados experimentais também foi o modelo cuja área de treliça é 2,5  $\text{mm}^2$ , no caso ( $A_{treliça}$ ,  $A_{pórtico}$ ) = (2,5; 8,9)  $\text{mm}^2$  como mostra a Figura 7.32b. Neste último caso, aplicando-se a condição ótima das colunas de 1200 mm à flexão, definida por ( $A_{treliça}$ ,  $A_{pórtico}$ ) = (2,5; 9,7)  $\text{mm}^2$ , ao modelo reticulado de 600 mm à flexão recupera-se o modo de falha distorcional com uma diferença relativa de 6,9% em termos de capacidade última.

Por fim, a Figura 7.31b mostrou o resultado do estudo paramétrico das colunas de 1200 mm à flexão frente ao estudo paramétrico composto também por 676 barras de 1200 mm para a condição de compressão centrada. Comparando-se os resultados do estudo à compressão com os modelos à flexão, a Figura 7.30b esclarece que, o comportamento do modelo reticulado

mostra-se extremamente dependente do tipo de esforço atuante. Isto é, validações efetuadas para casos de compressão centrada não podem ser aplicados para casos de flexão pura, por exemplo. Tal constatação mostra-se importante tendo em vista que as colunas de racks são frequentemente sujeitas à flexo-compressão, i.e., à combinação de força normal e de momentos fletores.

Apesar disso, os valores da área de treliça iguais ou próximos de  $2,6 \text{ mm}^2$  mostraram-se adequados para representar o modelo reticulado proposto em ambas as situações de carregamento. Torna-se necessário apenas selecionar adequadamente o valor da área dos EFs de pórtico com base na região ótima de cada esforço. Para os modelos à flexão, como as regiões ótimas para os modelos de 600 e 1200 mm de comprimento são próximas, pode-se assumir um único ponto de validação para ambas igual a  $(A_{treliça}, A_{pórtico}) = (2,6; 9,7) \text{ mm}^2$ . As pequenas divergências entre as regiões mostradas na Figura 7.31 para  $A_{treliça}$  igual a  $2,6 \text{ mm}^2$  podem ser atribuídas aos efeitos de concentração de tensão observados nos ensaios das amostras de 1400 mm de comprimento total. Por outro lado, para barras sujeitas apenas à compressão, ou predominantemente à compressão, recupera-se a condição validada de  $(A_{treliça}, A_{pórtico}) = (2,6; 6,5) \text{ mm}^2$ .

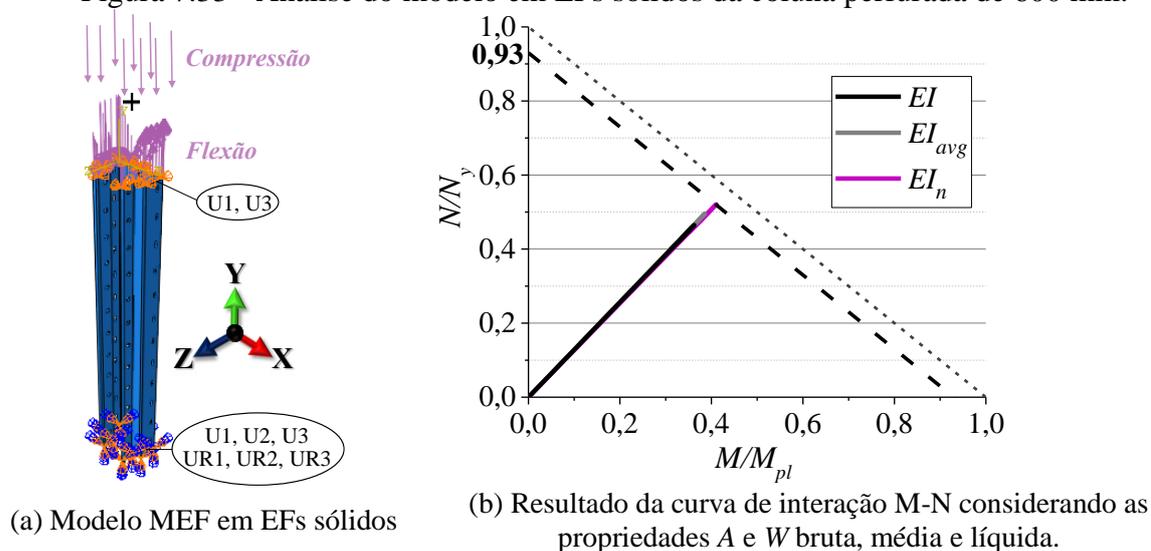
Desta forma, tendo em vista que a validação com base em resultados experimentais pôde ser realizada para os casos extremos de carregamento – força normal constante e momento fletor  $M_z$  constante – e que as regiões ótimas destas situações não são coincidentes, é necessário estabelecer um critério que instrua qual abordagem deve ser adotada para a análise numérica dos racks. Neste contexto, foi necessário estipular um parâmetro a fim de identificar cada situação de carregamento apresentada na Figura 7.30b, i.e., um parâmetro que reflita, por exemplo, o nível de flexão atuante na estrutura. Com inspiração nas curvas de interação M-N, como mostrada na Equação (77), no presente estudo, foi adotado o parâmetro  $N/N_{yn}$  para representar o nível de compressão pura atuante na coluna. A princípio, para valores de  $N/N_{yn}$  iguais à unidade, espera-se retomar a região ótima à compressão enquanto que para  $N/N_{yn}$  nulos, presume-se recuperar a região ótima à flexão.

$$\frac{N_{Sk}}{A_n f_y} + \frac{M_{x,Rk}}{W_{x,n} f_y} + \frac{M_{y,Rk}}{W_{y,n} f_y} \leq 1,0 \quad (77)$$

Na Equação (77), a força de compressão resistente é dada pela força de plastificação calculada com a área mínima líquida e, de forma similar, o momento resistente é dado pelo momento de plastificação calculado pelos módulos elásticos mínimos líquidos. A fim de atestar que, de fato, as propriedades líquidas são as mais adequadas para representar a plastificação da

coluna perfurada, foi analisada numericamente (MEF) uma coluna perfurada de comprimento 600 mm modelada em EFs sólidos submetida a uma flexão composta como mostra a Figura 7.33 – detalhes sobre o modelo são apresentados na seção 7.2.2.4, na análise do custo computacional. O modelo não-linear geométrico considerando material elasto-plástico perfeito mostrou que, de fato, o uso de propriedades líquidas ( $EI_n$ ) é a opção que representa mais adequadamente a falha da estrutura frente à curva de interação normativa M-N, alcançando valores de 0,93 para a interação M-N. Desta forma, as propriedades líquidas foram adotadas para definir o nível de compressão existente na estrutura por meio do parâmetro  $N/N_{yn}$ .

Figura 7.33 - Análise do modelo em EFs sólidos da coluna perfurada de 600 mm.



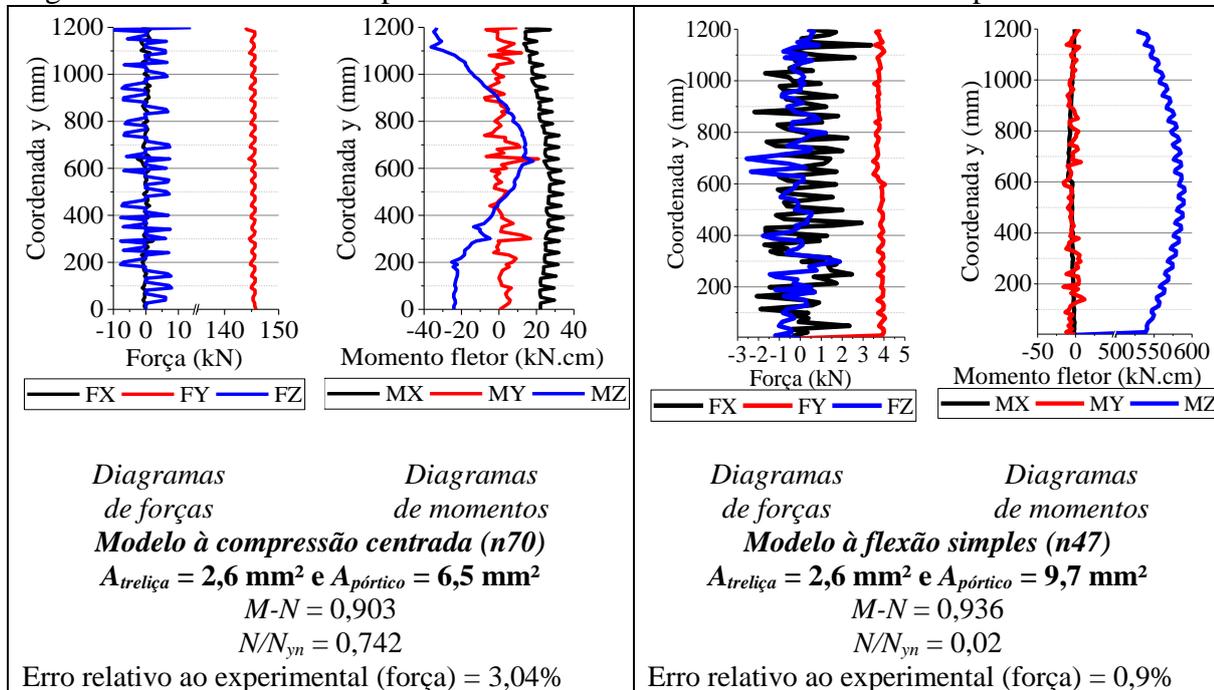
Fonte: próprio autor.

A Figura 7.34 mostra os diagramas de esforços e os resultados da Equação (77) obtidos para os modelos reticulados de 1200 mm de comprimento definidos para as condições validadas para os casos de compressão centrada e flexão pura. Isto é, tratam-se de modelos com  $A_{reliça}$  igual a 2,6 mm<sup>2</sup> e  $A_{pórtico}$  definida em função da região ótima característica do esforço governante.

Para a amostra n70, o erro entre a capacidade última numérica e o valor experimental da amostra C1200-2 foi de 3,04%, valor considerado adequado. Alvarenga e Silveira (2006) apresentam alguns requisitos que as análises numéricas devem cumprir para serem consideradas como avançadas. Dentre eles, os autores alertam que a capacidade da estrutura, seja de resistência ou de estabilidade, não poderá ser superior em 5% (não conservadora) aos resultados de referência. Com base neste critério, a validação firmada em  $A_{reliça}$  igual a 2,6 mm<sup>2</sup> e  $A_{pórtico}$  definido pela região ótima do estudo paramétrico mostra-se adequado. Note que, o valor do erro relativo muda em função da amostra analisada tendo em vista que as regiões ótimas são

ligeiramente distintas. Aplicando-se esta validação para a amostra n71, por exemplo, obtém-se um erro menor que 1%, como já mostrado na Figura 7.25.

Figura 7.34 - Análise das expressão M-N nos modelos de 1200 mm à compressão e à flexão.



Fonte: próprio autor.

A Figura 7.34 mostra que para o modelo à compressão centrada, o valor da expressão de interação M-N não atingiu a unidade, como recomendado pela ABNT NBR 14762:2010. Isto acontece pois o modo de falha distorcional predominante nas colunas de 1200 mm de comprimento gera diagramas de momentos fletores cuja componente predominante é a flexão na menor inércia. Kanchanalai e Lu (1979) alertam para as diferenças entre a interação M-N quando o momento fletor é referente ao eixo de menor inércia. Nestes casos, os autores indicam que as formulações para a maior inércia não são representativas. Isto é, espera-se que, para falhas em que a componente do momento fletor em torno do eixo de maior inércia é governante, a expressão M-N seja mais próxima de 1, como ocorre com o modelo à flexão mostrado na Figura 7.34. Mesmo assim, o valor M-N para o caso à compressão foi próximo ao valor obtido para o modelo de referência efetuado em EFs sólidos (Figura 7.33), considerado, portanto, adequado.

Além disso, a Figura 7.34 mostra ruídos nos diagramas de força normal e momento fletor. Tais ruídos são gerados em função da construção do modelo reticulado devido, principalmente, ao desalinhamento dos EFs de pórtico que interligam as seções transversais na direção Y, evidenciado na Figura 7.20. Na seção 7.3 são efetuadas análises globais de racks compostos por modelos reticulados de diversas dimensões em que são adotados modelos que reduzem este desalinhamento

com base nos resultados das medições efetuadas na seção 6.1.2. Esta pequena diferença na construção do reticulado permite que ainda possam ser utilizadas as validações apresentadas na presente seção e que as expressões M-N se aproximem mais do esperado, visto que os ruídos nos diagramas praticamente serão eliminados, como será mostrado na seção 7.3.

Quanto ao parâmetro de referência ( $N/N_{yn}$ ), nota-se que, principalmente devido ao campo de imperfeições geométricas iniciais, o valor de  $N/N_{yn}$  para os modelos de compressão centrada não atinge a unidade, i.e., permanece na ordem de 0,7, enquanto que tal parâmetro para os modelos de flexão pura recupera valores muito próximos de zero. Desta forma, foi definido o critério para indicar qual resultado de validação (à compressão ou à flexão) deve ser adotado em cada caso. Para os modelos reticulados cujo parâmetro  $N/N_{yn}$  for igual ou superior à 0,7, assume-se a região ótima de validação referente aos modelos de compressão centrada e, para modelos cujo parâmetro for próximo a zero, atribui-se a região ótima definida pelo estudo paramétrico dos modelos à flexão. Desta forma, as condições validadas no presente estudo, a princípio, não podem ser utilizadas para situações em que o valor  $N/N_{yn}$  resulta entre 0 e 0,7. No caso das estruturas do tipo rack, tal limitação no contexto da validação não prejudica as análises globais desenvolvidas no presente estudo tendo em vista que, geralmente, parâmetros  $N/N_{yn}$  maiores ou iguais a 0,7 são observados para suas colunas críticas em virtude, principalmente da falta de prumo e das ligações semirrígidas, como será apresentado na seção 7.3.

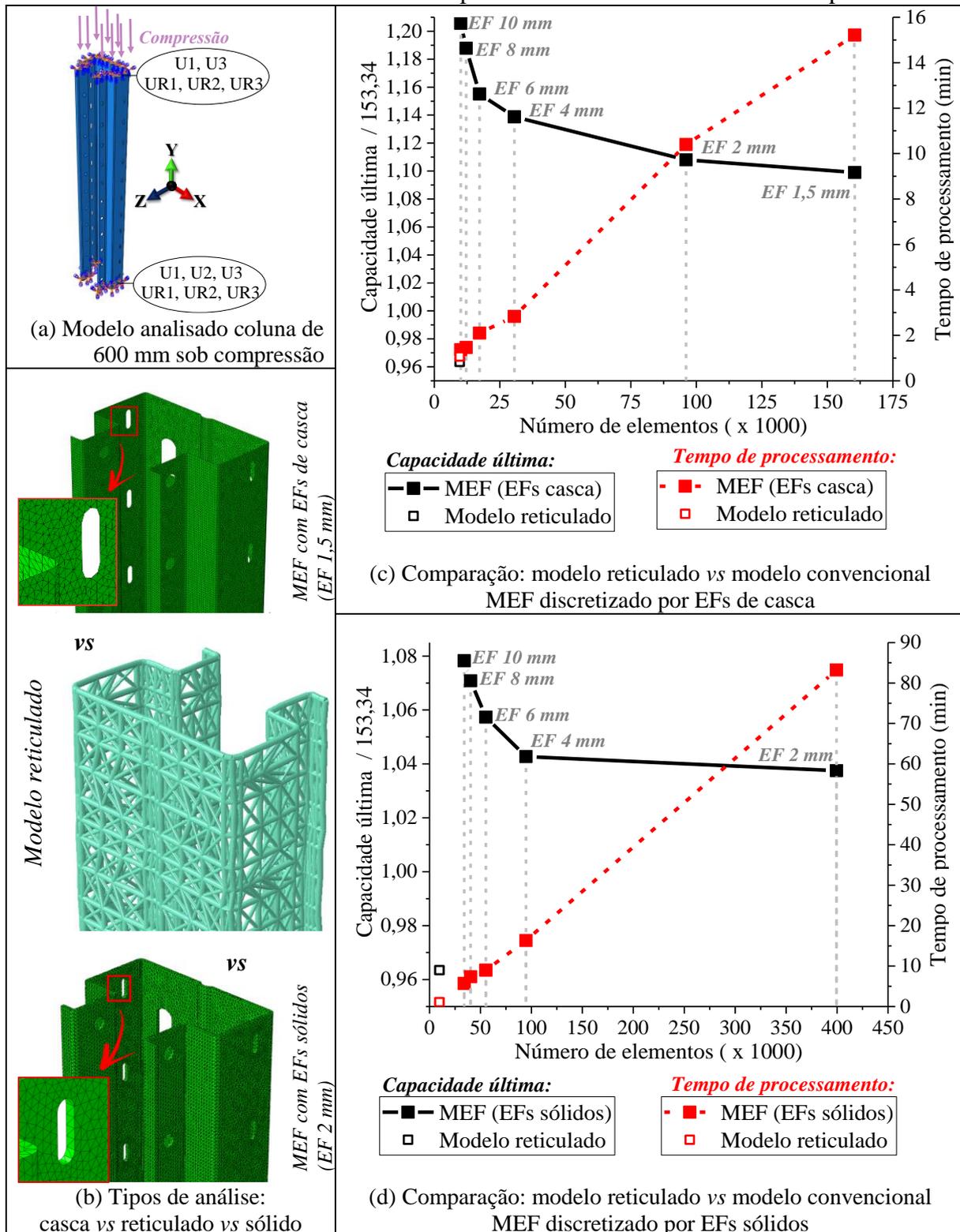
#### 7.2.2.4 Análise do custo computacional

A presente seção apresenta uma comparação do modelo reticulado com modelos numéricos ditos convencionais discretizados ora em EFs sólidos e ora EFs de casca para avaliar o ganho computacional em se adotar a metodologia proposta.

A Figura 7.35 compara o custo computacional, avaliado em termos de tempo de processamento, de modelos convencionais discretizados com EFs de casca de 10 a 1,5 mm de tamanho e sólidos de 10 a 2 mm de tamanho frente ao resultado de um modelo reticulado do presente estudo. Para a análise, foi considerada uma coluna de 600 mm de comprimento sujeita a compressão centrada, como mostra a Figura 7.35a, discretizada ora em EFs sólidos tetraédricos quadráticos (C3D10), ora em EFs de casca triangular (S3), e ora por meio do modelo reticulado, como mostra a Figura 7.35b. Para o material, nos modelos convencionais foram utilizadas as mesmas curvas  $\sigma$ - $\varepsilon$  médias verdadeiras para as regiões planas e curvas adotadas nos modelos reticulados das seções 7.2.2.1 à 7.2.2.3, e mostrado na Figura 7.22.

Entretanto, diferentemente do modelo reticulado, não foram consideradas imperfeições geométricas iniciais nos modelos convencionais.

Figura 7.35 - Comparação entre os modelos MEF convencionais discretizados em EFs de casca e sólidos com o modelo reticulado para uma coluna de 600 mm de comprimento.



Fonte: próprio autor.

Os estudos de malha efetuados para os modelos convencionais (com EFs de casca ou com EFs sólidos) ilustrados nas Figuras 7.35c,d apresentam, em comparação, o resultado para o modelo reticulado construído a partir da medição n60 considerando  $(A_{treliça}, A_{pórtico}) = (2,6; 6,1) \text{ mm}^2$ , i.e., considerando a região ótima das colunas de 600 mm à compressão. Para fins de comparação, as Figuras 7.35c,d apresentam a capacidade última numérica de cada modelo dividida pelo valor médio experimental das amostras de 600 mm ensaiadas à compressão (153,34 kN) – valor apresentado na seção 6.2 pela Tabela 6.5. Em todas as análises, seja do modelo convencional ou do modelo reticulado, foi utilizado o método Riks de solução com 50 incrementos de comprimento de arco e, quanto ao processamento, foi utilizado um processador Intel core i5 8600k com 4 núcleos de 4,6 GHz.

A Figura 7.35 mostra a nítida redução do custo computacional promovida pela adoção do modelo reticulado para a análise de uma coluna isolada de 600 mm comprimento. Analisando o estudo de malha desenvolvido para os modelos MEF convencionais com EFs de casca, a Figura 7.35c mostra que o início da convergência deste tipo de modelo ocorre para uma malha definida por EFs de dimensão 2 mm. Utilizando aproximadamente 96 mil EFs de casca, o tempo de processamento da análise efetuada com EFs de 2 mm é cerca de 46% inferior que a obtida para o modelo mais refinado. Por outro lado, utilizando EFs sólidos, o estudo de malha apresentado na Figura 7.35d mostra que a convergência do modelo se inicia com uma malha definida por EFs de 4 mm. E, tendo em vista o elevado custo computacional de uma análise efetuada com EFs sólidos de 2 mm (cerca de 83 minutos), a tendência é a escolha por modelos com EFs tetraédricos de 4 mm de tamanho máximo, dependendo, portanto, aproximadamente 16 minutos para a análise do modelo. Desta forma, a análise dos estudos de malha apresentados nas Figuras 7.35c,d mostra que, para análises MEF convencionais, os modelos ótimos são definidos por 94736 a 96062 EFs (modelos em EFs sólidos de 4 mm e de casca de 2 mm, respectivamente), levando a análises de 16,333 a 10,4 min de processamento (modelos em EFs de sólido e casca, respectivamente). Em contrapartida, o modelo reticulado, com apenas 9702 elementos finitos unidimensionais, é capaz de representar adequadamente o comportamento mecânico da coluna em cerca de 1 minuto de processamento. Por meio do modelo reticulado, recupera-se 96% da capacidade última média experimental, i.e., um erro de 3,65%. Como esperado, o modelo reticulado levou a uma capacidade última inferior às observadas pelos modelos convencionais pois não foram contempladas as imperfeições geométricas iniciais nos modelos MEF discretizados em EFs sólidos e de casca.

Desta forma, mostra-se evidente o benefício do uso do modelo reticulado na análise global de estruturas porta-paletes, tendo em vista a notável vantagem do uso do modelo na análise de colunas isoladas de pequenas dimensões (600 mm de comprimento). Vale lembrar que a redução do custo computacional não foi decorrente somente da substituição dos EFs sólidos ou dos EFs de casca por EFs unidimensionais. Para representar uma mesma coluna, um modelo discretizado em EFs de casca ou sólido, por exemplo, deve prever um alto nível de discretização com elementos finitos pequenos o suficiente para que concentrações de tensões em perfurações e mudanças de geometria não comprometam a interpretação dos resultados. Em contrapartida, o modelo reticulado não apresenta essa limitação. Trata-se de um recurso em que podem ser utilizados retículos “grosseiros”, garantindo fidelidade à situação real em termos de capacidade última e modo de falha. A diferença de discretização pode ser observada na Figura 7.35b em que são apresentados detalhes das malhas mais refinadas analisadas para os modelos em EFs de casca e sólidos (de tamanho 1,5 e 2 mm, respectivamente) frente ao modelo reticulado utilizado na análise.

#### 7.2.2.5 Considerações finais

Considerando como referência os resultados experimentais das seções 6.2 e 6.3, a presente validação apresentou, de forma ampla, a aplicabilidade do modelo reticulado para diversos comprimentos de coluna, representando diferentes modos de falha e, considerando inclusive, diferentes condições de carregamento. Tal estudo permitiu não somente atestar as propriedades geométricas ótimas para as colunas de 1200 mm, como também expor os limites desta validação. Neste sentido, do processo de validação do modelo reticulado apresentado, permite-se concluir que:

- i.* Os resultados da presente seção somados às conclusões obtidas em Branquinho, Viera Jr. e Malite (2019b) e apresentadas na seção 7.2.1 atestam que modelos reticulados formados por EFs unidimensionais, de forma estruturada ou não, podem ser validados e utilizados para representar o comportamento mecânico de um corpo contínuo;
- ii.* A adoção das imperfeições geométricas iniciais foi efetuada de forma adequada, utilizando 50 nós por seção e com o passo longitudinal de 10-15 mm, tendo em vista que tal consideração foi fundamental para a correta validação do modelo reticulado em termos de modo de falha (Figura 7.25);

- iii.* Os estudos paramétricos de colunas sob compressão constante e momento fletor constante não permitem identificar apenas 1 ponto ótimo que represente a capacidade última da estrutura. De fato, existem regiões ditas ótimas para cada comprimento de coluna nas quais a diferença relativa da capacidade última numérica frente ao valor experimental é tolerável. Nota-se uma similaridade entre as regiões ótimas referentes às colunas de comprimentos diferentes mas que apresentam semelhanças em termos de modo de falha experimental. Além disso, tendo em vista que somente a capacidade última da estrutura não é capaz de indicar o ponto ótimo de validação do modelo reticulado, a validação em termos dos modos de falha mostrou-se indispensável;
- iv.* A adoção de uma malha estruturada foi capaz de promover uma uniformidade para a validação. Isto é, a validação efetuada para um comprimento de 1200 mm ( $A_{treliça}$  igual a 2,6 mm<sup>2</sup> e  $A_{pórtico}$  igual a 6,5 mm<sup>2</sup>) pôde ser adotada para colunas de comprimentos de 600 a 2400 mm, assumindo-se erros de até 7% nos extremos deste intervalo. Todavia, caso se deseje uma validação mais precisa para os demais comprimentos, basta determinar a área dos EFs de pórtico a partir do valor de  $A_{treliça}$  igual a 2,6 mm<sup>2</sup> e da região ótima específica de cada comprimento.
- v.* Similarmente a (*iv*), para os modelos à flexão, foi possível adotar um único ponto de validação capaz de representar satisfatoriamente colunas de 600 e 1200 mm de comprimento sob momento fletor constante. O ponto de validação trata-se do modelo reticulado cuja área dos EFs de treliça é igual a 2,6 mm<sup>2</sup> e a área dos EFs de pórtico é igual a 9,7 mm<sup>2</sup>. Sendo assim, para o modelo reticulado proposto, o valor de  $A_{treliça}$  igual a 2,6 mm<sup>2</sup> mostrou-se adequado para representar o comportamento das colunas, desde que o valor de  $A_{pórtico}$  seja definido pela região ótima em questão que é função do comprimento da barra e do tipo de esforço predominante.
- vi.* Apesar das regiões ótimas de modos semelhantes serem próximas, regiões ótimas referentes a modelos de flexão pura são diferentes das referentes à compressão centrada. Tal constatação indica que a validação do modelo reticulado é dependente do nível de flexão atuante na estrutura e, para tal, o parâmetro  $N/N_{yn}$  mostrou-se adequado para identificar quando cada região deve ser utilizada.
- vii.* Além da validação experimental, foi avaliada a adequabilidade da expressão de interação M-N aos modelos reticulados validados tanto à compressão quanto à flexão. Para os casos cuja predominância da flexão é dada pelo momento fletor em torno do eixo de maior inércia, nota-se que o valor M-N é mais próximo do recomendável (1). Enquanto isso, para os modelos à compressão cuja falha é predominantemente

distorcional, com a predominância de momentos fletores em torno do eixo de menor inércia, o valor da expressão decai para 0,903. No entanto, tal valor mostra-se aceitável, tendo em vista a análise de referência efetuada em EFs sólidos (Figura 7.33).

O modelo reticulado proposto mostrou-se extremamente versátil em representar adequadamente a capacidade última, os modos de falha das colunas e ainda atender às recomendações normativas em termos da expressão M-N. Todavia, a abordagem numérica por meio de modelos reticulados mostra as seguintes limitações:

- i.* Para malhas diferentes da definida no presente estudo e apresentada pela Figura 7.20 é necessário efetuar novamente a mesma rotina de validação apresentada no presente estudo, ou uma rotina de validação distinta capaz de garantir a confiabilidade do modelo em termos de capacidade última e modo de falha, i.e., capaz de prover uma validação cinemática;
- ii.* A proposta de validação apresentada exige, previamente, o conhecimento mecânico experimental das colunas em função do comprimento da barra e do tipo de esforço a qual será submetida ( $N/N_{yn}$ );
- iii.* Colunas cujo parâmetro  $N/N_{yn}$  não permita o uso da validação referente à compressão centrada ou o uso da região ótima dos modelos de flexão pura, requerem maiores investigações sejam experimentais e/ou teóricas.

Apesar das limitações supracitadas, entende-se que as vantagens apresentadas quanto à modelagem e principalmente quanto ao custo computacional superam tais limitações. Neste sentido, a abordagem do modelo reticulado foi aplicada nas análises numéricas dos racks apresentadas na seção 7.3.

### **7.3 Análise dos procedimentos normativos aplicados aos racks**

A fim de estender as análises iniciadas na seção 7.1.2, a presente seção avança na análise de métodos de projeto com base método da análise direta e no método do comprimento efetivo previstos na ANSI/AISI S100:2020 e ANSI/RMI MH16.1:2012, respectivamente, aplicados à estruturas porta-paletes analisadas na direção do corredor considerando-as no contexto dos PFF. Ou seja, diferentemente das análises desenvolvidas considerando o rack apenas com perfis compactos, na presente seção, os modelos de análise avançada consideram os efeitos da

perfuração, do trabalho a frio, das imperfeições geométricas iniciais reais (globais, locais e localizadas) e dos modos de instabilidade local e distorcional das colunas.

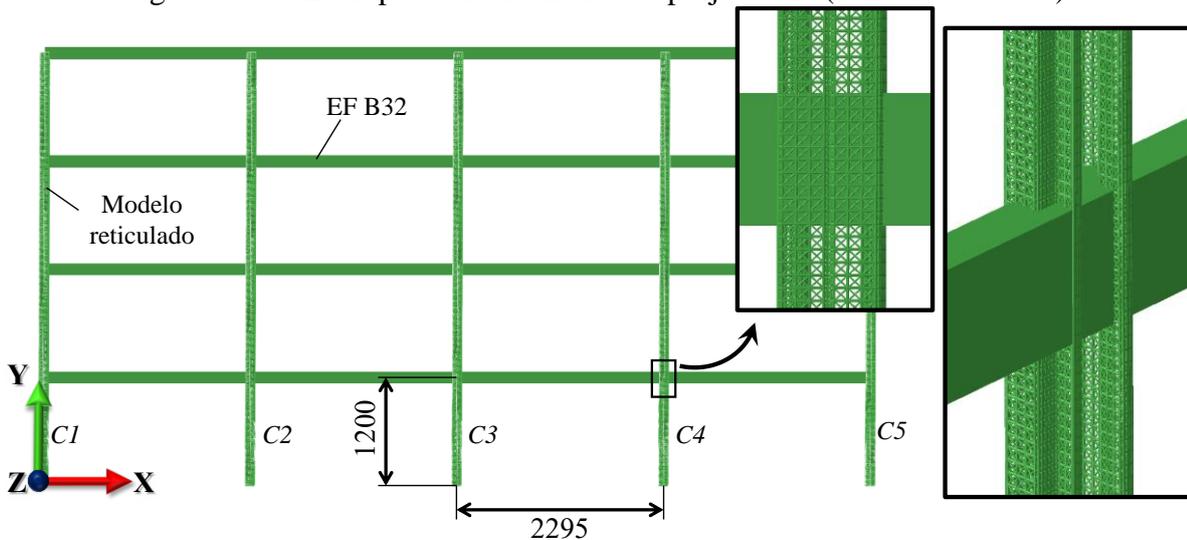
Neste contexto, a fim de considerar todos estes efeitos desestabilizantes nas análises avançadas, as colunas foram representadas por meio de modelos reticulados, permitindo a análise de racks de pequenas a grandes dimensões. Iniciando com análises em racks de 4 níveis e 4 baias (4x4), o presente estudo avança na análise dos procedimentos normativos aplicados a racks 4x8 e até 4x12.

### **7.3.1 Definição dos modelos**

A presente seção apresenta as principais características dos modelos de análise avançada e da análise estrutural segundo o método da análise direta (AISI) e o método do comprimento efetivo (RMI) definidos no presente estudo.

A Figura 7.36 mostra o modelo numérico de um rack 4x4 (4 níveis e 4 baias) típico das análises avançadas desenvolvidas na presente seção. Tratam-se de modelos numéricos tridimensionais que avaliam os racks apenas na direção do corredor em que as colunas são tratadas como modelos reticulados e as longarinas representadas por EFs de pórtico. Para as longarinas e as colunas, foram adotadas as seções transversais dos perfis estudados experimentalmente, i.e., as seções da Figura 6.1. Para as dimensões do rack, utilizou-se o comprimento  $L_b$  igual a 2295 mm, i.e., compatível com o carregamento de 2 paletes de 1500 kg/cada. Como as colunas da análise avançada são avaliadas como modelos reticulados, a dimensão do rack respeitou os limites obtidos na etapa de validação (seção 7.2.2). Desta forma, visando uma maior acurácia da validação quanto aos modelos reticulados, foi fixado o valor de 1200 mm para a altura das baias. Quanto ao número de níveis e baias, foram adotados os seguintes projetos de rack: 4x4, 4x8 e 4x12, i.e., racks de 4 níveis e 4 baias (4x4), 4 níveis e 8 baias (4x8) e 4 níveis e 12 baias (4x12). No caso, como o estudo de caso apresentado na seção 7.1.2 mostrou que os esforços máximos de força normal e momento fletor ocorrem nas colunas localizadas entre o piso e o primeiro nível de longarina, como também as máximas combinações M-N, foi efetuada a numeração de colunas apenas no primeiro nível, como mostra a Figura 7.36. Tal numeração foi utilizada na presente seção para indicar as colunas críticas das análises apresentadas.

Figura 7.36 – Exemplo de rack analisado: projeto 4x4 (4 níveis e 4 baias).



Fonte: próprio autor.

Tendo em vista que a análise experimental das longarinas utilizadas no presente estudo (seção 6.3) não acusou modos governantes de instabilidade à nível de seção transversal, foram adotados EFs de pórtico para representá-las. Simplificação similar relacionada às longarinas foi efetuada por Trouncer e Rasmussen (2016b). Foi adotado o elemento B32 com discretização de 12 EFs por longarina, tendo em vista que este valor mostrou-se suficientemente adequado para a resposta global da estrutura no estudo do Portal de Vogel apresentado na seção 7.1.1. Seguindo as conclusões da seção 6.3, para a seção transversal, foi adotada uma seção tubular retangular com espessura de mesas igual a 3 mm e da alma 1,5 mm. Ainda sobre as longarinas, estas foram modeladas sem a consideração de imperfeições locais/localizadas. Esta simplificação decorre da análise desenvolvida sobre imperfeições geométricas iniciais à nível de pórtico utilizando o Portal de Vogel (seção 7.1.1). O estudo do Portal de Vogel demonstrou que, frente aos efeitos das imperfeições geométricas das colunas, as imperfeições geométricas iniciais das vigas não são determinantes para o comportamento global da estrutura.

Como apresentado pela Figura 7.36, para as colunas, foi adotada a metodologia do modelo reticulado validada na seção 7.2.2.2. Ou seja, tendo em vista o nível de flexão frequentemente obtido nas análises de racks, foi adotada a condição de validação obtida para colunas de 1200 mm à compressão definida por  $(A_{treliça}, A_{pórtico}) = (2,6; 6,5) \text{ mm}^2$ . Assim como na etapa de validação, o modelo reticulado foi construído a partir de 50 nós por seção transversal e distância de 12,5 mm entre as seções transversais. Porém, como não foi possível a medição de colunas de 4x1200 mm de comprimento, o comportamento das imperfeições geométricas

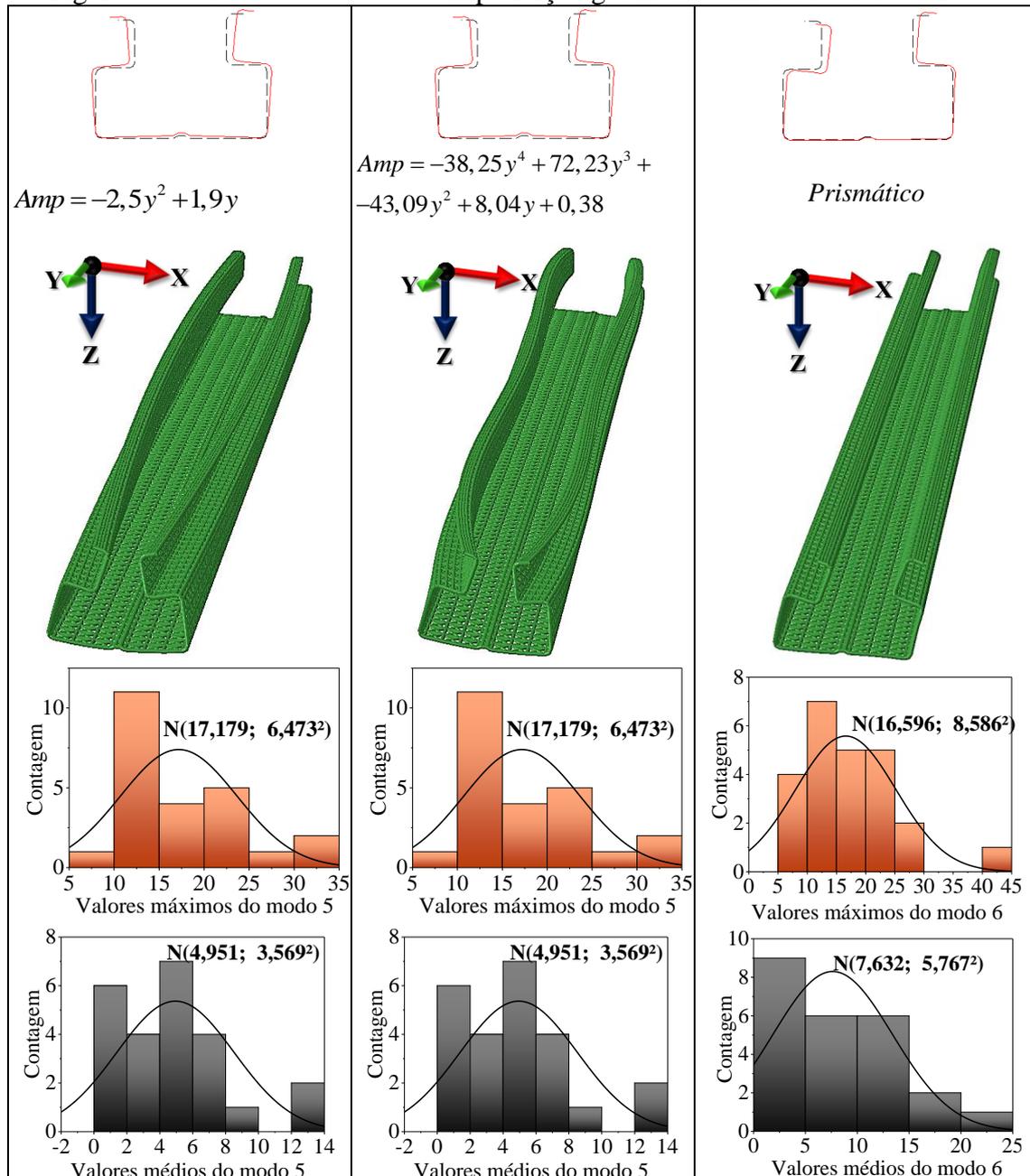
iniciais foi adotado conforme as conclusões da seção 6.1.2. A construção do modelo reticulado foi efetuada por meio de uma rotina em Python.

Dentre os principais modos de imperfeição analisados na seção 6.1.2, foram adotados os modos GBT 5 e 6 como modos típicos para a coluna de rack estudada, como ilustrado na Figura 7.37. O efeito do modo GBT 9 não foi analisado pois entende-se que ele configura, nas combinações lineares definidas pelo Buckling Cracker, como um modo que corrige assimetrias, em termos das amplitudes, da seção transversal. Para esta finalidade, poderia, por exemplo, ser indicado também o modo GBT 10. Neste sentido, manteve-se a adoção dos modos 5 e 6.

Além disso, simplificadamente, não foram analisados modos combinados de imperfeição no presente estudo. Tal simplificação foi efetuada pois a seção 6.1.2 mostrou que o tipo de ligação presente nas extremidades da coluna afeta, significativamente, a relação entre os modos 5, 6 e 9. Desta forma, tendo em vista que a situação em campo – considerando, em uma extremidade, uma sapata conectada à coluna por parafusos, e na outra uma ligação BCC – não corresponde nem à situação de solda contínua, nem à “ponteada” (pontos isolados de solda), as análises mantiveram-se considerando os modos 5 e 6 isoladamente. É importante ressaltar que, apesar do tipo de ligação nas extremidades influenciar na relação entre os modos 5, 6 e 9, ele não influencia significativamente nem o comportamento das amplitudes dos modos ao longo de  $Y$  (i.e., ao longo do comprimento da barra), nem os valores das amplitudes observadas.

Assim, a partir dos modos GBT 5 e 6 definidos pelo Buckling Cracker, e assumindo-se que sua amplitude máxima é 1, foi adotado um comportamento para esta amplitude ao longo do comprimento das colunas. E, a esta deformada, foi aplicada uma ponderação a fim de que a amplitude máxima da barra atendesse a um valor desejado. No caso, adotou-se os comportamentos polinomial de 2º e 4º graus para o modo 5, e o prismático para o modo 6, como mostra a Figura 7.37. Isto é, foram adotados os comportamentos ao longo do comprimento das barras mais comuns, de maior recorrência, para os modos 5 e 6 (no caso, o comportamento parabólico e prismático, respectivamente). Além disso, foi analisado também o comportamento polinomial de 4º grau para o modo 5 por ser o modo característico de barras mais esbeltas, como discutido na seção 6.1.2. Quanto às amplitudes máximas ao longo do comprimento da barra, foram adotados os valores médios das amplitudes médias e das amplitudes máximas, como mostrado na Figura 7.37. Ou seja, para as análises com o modo 5 foram utilizadas como amplitudes máximas ora o valor de 4,951 mm ora de 17,179 mm e para as análises com o modo 6 foram utilizadas ora a amplitude máxima de 7,632 mm ora de 16,596 mm.

Figura 7.37 – Modos adotados de imperfeição geométrica inicial local/localizada.



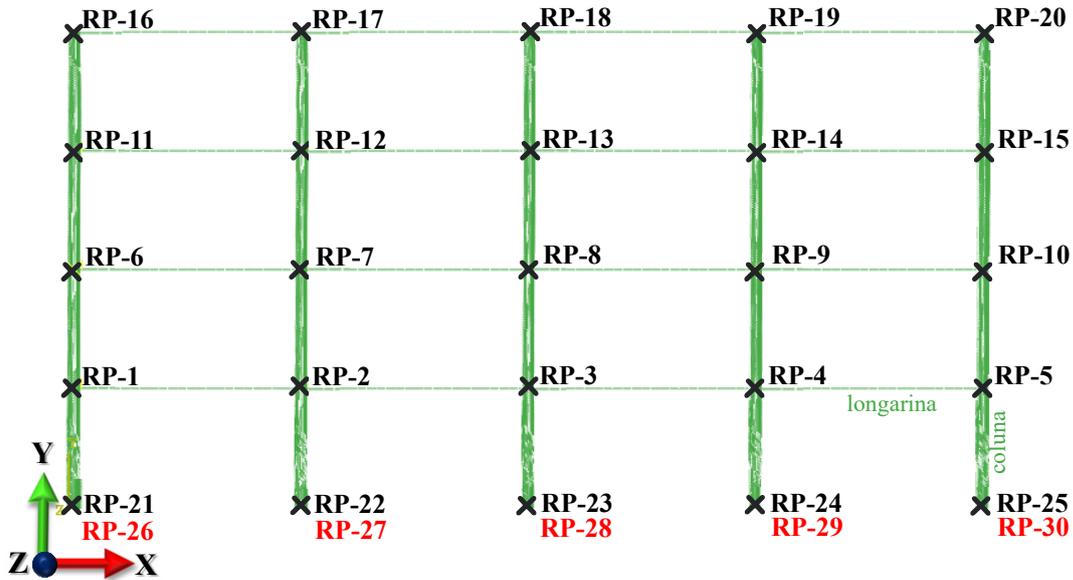
Fonte: próprio autor.

Para o modo global de imperfeição, foi mantido o modo 0 de Sarawit e Peköz (2006a) apresentado na Figura 2.9, tendo em vista que os autores indicam que, desde que o modo de imperfeição adotado esteja previsto pelo RMI, é sempre conservador assumir o modo 0 na análise de projeto. Como as amplitudes dos modos globais não foram analisadas no presente estudo, foi adotado o valor normativo 1/240, i.e., a tolerância de montagem prevista na ANSI/RMI MH16.1:2012.

Para as ligações semirrígidas, é aplicada a mesma metodologia apresentada na seção 7.1.2. Para as ligações BCC, foi utilizado os resultados experimentais dos ensaios do grupo controle apresentados na seção 6.4. Quanto à ligação da base, tendo em vista as constatações de Godley, Beale e Feng (1998) de que o valor da força axial ( $F_1$ ) atuante na coluna não afeta significativamente a rigidez inicial da curva  $M-\theta$  da ligação da base, foi adotada a formulação teórica desenvolvida por Sarawit e Peköz (2002). Desta forma, foi adotada a rigidez elástica linear expressa pela Equação (12), em concordância com o tipo de placa de base adotado pela empresa fornecedora dos perfis do presente estudo. Apesar de simplificadora, trata-se de uma abordagem a favor da segurança, na medida em que os autores alertam que as expressões analíticas propostas resultam em uma menor rigidez do que o piso real poderia desenvolver. Neste caso, para o módulo de elasticidade do concreto, foi adotado  $E_c$  igual a 20340 MPa conforme efetuado por Sarawit e Peköz (2002).

Em caráter investigativo, para avaliar o comportamento mecânico do sistema frente o comportamento da ligação da base, foram adotadas as seguintes situações: (i) comportamento perfeitamente engastado; (ii) comportamento elástico linear com rigidez definida por Sarawit e Peköz (2002); e, por fim, (iii) comportamento elástico definido conforme o item (ii), porém com patamar plástico adotado em 2500 kN.mm. O valor de 2500 kN.mm foi o máximo valor obtido de capacidade do sistema nos ensaios de Godley, Beale e Feng (1998) para a fundação de concreto e força axial ( $F_1$ ) igual a 80 kN, como apresentado pela Figura 2.20 na seção 2.4.1. Dentre os resultados de Godley, Beale e Feng (1998), 80 kN é o valor mais próximo do nível das forças normais atuantes nos racks estudados.

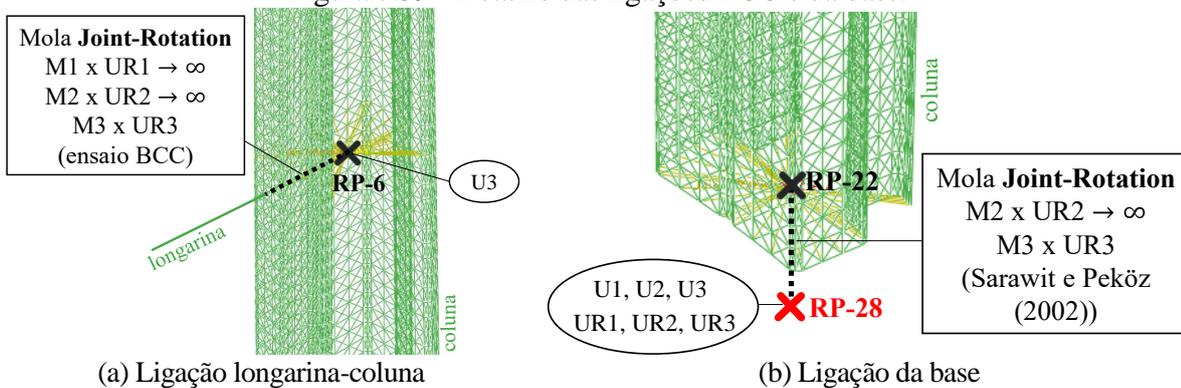
Quanto às vinculações, foram adotadas restrições aos deslocamentos de forma similar ao apresentado na seção 7.1.2, porém com o uso de “*reference points*” (RPs) como mostra a Figura 7.38. O acoplamento dos nós do modelo reticulado aos RPs posicionados nos centros de gravidade da seção transversal da coluna já imperfeita permitiu a atribuição das condições de contorno e das molas no modelo.

Figura 7.38 - Uso de *reference points* (RPs).

Fonte: próprio autor.

No caso das ligações BCC, os RPs representantes das colunas foram conectados às extremidades das longarinas por meio de molas rotacionais definidas pelo modelo “*Join-Rotation*”, como mostra a Figura 7.39. Note que, a posição da extremidade da longarina é coincidente ao RP da coluna. O afastamento destas duas entidades na Figura 7.39 tem caráter apenas explicativo.

Figura 7.39 - Detalhe das ligações BCC e da base.



Fonte: próprio autor.

Além dos RPs referentes às ligações BCC, foram criados RPs referentes ao piso – RPs de numeração 26 à 30 na Figura 7.38 – a fim de permitir a aplicação das molas relativas às ligações da base. Isto é, enquanto o RP-28 da Figura 7.39, e.g., teve seus graus de liberdade restringidos, a ele foi efetuada uma conexão do tipo mola com o RP referente à coluna (RP-22). À esta conexão, foi atribuída o comportamento mecânico desejado, caracterizado pela rigidez elástica definida por Sarawit e Peköz (2002), por exemplo. Além dos detalhes da ligação, a Figura 7.39 apresenta as condições de vinculação adotadas: restrição de deslocamentos para fora do plano nos RPs das ligações BCC e engastamento dos RPs responsáveis por representar o piso. Nos casos de modelos

de bases engastadas, foi suprimido o uso dos RPs do piso e as restrições aos deslocamentos e giros foram atribuídas diretamente aos RPs correspondentes às extremidades das colunas.

Definido o modelo avançado, as análises estruturais segundo as recomendações do método da análise direta previsto na ANSI/AISI S100:2020 e do método do comprimento efetivo da ANSI/RMI MH16:2012 seguiram às indicações da Figura 7.11. Denominadas por análises AISI e RMI, respectivamente, a comparação entre estas análises é apresentada na Tabela 7.8. Como detalhado na Tabela 7.8, diferentemente do estudo de caso apresentado na seção 7.1.2, o presente estudo considerou para as análises estruturais segundo o AISI, as reduções das rizezas em  $0,9\tau_b$ , em que  $\tau_b$  é definido pela Equação (34) da seção 3.2.2. No caso,  $N_y$  utilizado na Equação (34) foi definido por  $N_{yn}$ , i.e., pela força axial de plastificação da seção mínima líquida. Desta forma, o parâmetro  $\zeta$  das forças nocionais foi mantido com o valor de 1/240.

Tabela 7.8 - Características dos modelos MEF avaliados.

Modelo MEF	Análise avançada	AISI	RMI
Método	Riks (comprimento de arco)	Newton-Raphson	
Imperfeições globais	Modo 0 de Sarawit e Peköz (2006a)	-	-
Imp. locais	Conclusões da seção 6.1.2	-	-
Imp. localizadas	Conclusões da seção 6.1.2	-	-
EF colunas	B31 e T3D2	B32OS	
EF longarinas	B32		
Material das colunas	Curvas $\sigma$ - $\varepsilon$ médias verdadeiras para as regiões planas e curvas considerando a ponderação de 0,8 para a parte plástica	Material elástico linear com E reduzido por $0,9\tau_b$	Material elástico linear
Material das longarinas	Curvas $\sigma$ - $\varepsilon$ médias verdadeira para as regiões planas considerando a ponderação de 0,8 para a parte plástica	Material elástico linear com E reduzido por $0,9\tau_b$	Material elástico linear
Ligação BCC	Curva média $M$ - $\theta$ referentes às ligações com pino	Curva média $M$ - $\theta$ referentes às ligações com pino reduzida por $0,9\tau_b$	Curva média $M$ - $\theta$ referentes às ligações com pino
Ligação base	Rígida, elástica ou elasto-plástica	Rígida, elástica ou elasto-plástica com redução de $0,9\tau_b$	Rígida, elástica ou elasto-plástica
Carregamentos	Carregamentos verticais uniformemente distribuídos	Carregamentos verticais e forças nocionais ( $\zeta=1/240$ )	Carregamentos verticais e forças nocionais ( $\zeta=1,5\%$ )
Vinculações	Conforme a Figura 7.12		

Fonte: próprio autor.

A Tabela 7.9 mostra a nomenclatura utilizada no presente estudo para indicar as características dos racks avaliados nas análises avançadas. Conforme a Tabela 7.9, a análise avançada cuja ligação da base é considerada elasto-plástica, e o campo de imperfeições definido pelo modo 6, prismático, com amplitude máxima -16,596 mm é denominado EP.M6-máx-neg. Assim como efetuado na seção 7.1.2, para cada tipo de rack, são efetuados 3 modelos distintos

relativos à análise avançada e às análises estruturais segundo o método da análise direta (AISI) e o método do comprimento efetivo (RMI), como mostrado na Tabela 7.8. No caso, o carregamento aplicado nas análises AISI e RMI trata-se do carregamento crítico obtido na análise avançada.

Tabela 7.9 - Características avaliadas nos modelos das análises avançadas.

Ligação da base	Modo de imperfeição (GBT)	Variação	Amplitude*
Elástica (E)	Modo 5 (M5)	Parabólica	4,951 (med) ou
Elasto-plástica (EP)		4º grau (4º)	17,179 (máx)
Engastada/rígida (R)	Modo 6 (M6)	Prismática	7,632 (med) ou 16,596 (máx)

Nota: \*Caso a amplitude considerada seja negativa, é acrescentado, ao final do rótulo o termo **neg**  
Fonte: próprio autor.

Neste contexto, assim como na seção 7.1.2, foram utilizadas as expressões de interação M-N para comparação dos procedimentos normativos, como retomado pela Equação (75).

$$\frac{N_{c,Sd}}{0,85N_{c,Rk}} + \frac{M_{Sd}}{0,90M_{Rk}} \leq 1,0 \quad (78)$$

Na Equação (78),  $N_{c,Sd}$  e  $M_{Sd}$  são os esforços solicitantes de cálculo de compressão e flexão, respectivamente, obtidos de uma análise estrutural elástica de segunda ordem, enquanto que  $N_{c,Rk}$  e  $M_{Rk}$  são a força axial de compressão resistente e o momento fletor resistente característicos, respectivamente. Quanto à determinação dos esforços resistentes, tendo em vista o atual cenário de procedimentos normativos acerca de perfis perfurados mostrado no Capítulo 4, juntamente com os resultados da aplicações destes procedimentos às barras ensaiadas (seções 6.2 e 6.3), a Tabela 7.10 mostra as metodologias de projeto avaliadas no presente estudo.

Tabela 7.10 - Procedimentos avaliados para a determinação dos esforços resistentes.

Aborgadem	Recomendações destinadas ao modo de instabilidade:		
	Global	Local	Distorcional
$N_{c,Rk}$	AISI-1	$K_x = K_y = K_z = 1^*$	ANSI/AISI S100:2020
	AISI-2	$K_x = K_y = K_z = 1^*$	Yao e Rasmussen (2017b)
	RMI-3	$K_x = 1,7; K_y = 1; K_z = 0,8$	ANSI/RMI MH16.1:2012
$M_{Rk}$	AISI-1	$K_y = K_z = 1^*$	ANSI/AISI S100:2020
	AISI-2	$K_y = K_z = 1^*$	ANSI/AISI S100:2020
	RMI-3	$K_y = 1; K_z = 0,8$	ANSI/RMI MH16.1:2012

Nota: \* Para as análises AISI, a determinação das forças críticas elásticas foi efetuada considerando as propriedades médias devido à perfurações. Para o RMI-3,  $N_e$  foi obtida com as propriedades brutas da seção.

Fonte: próprio autor.

Como mostrado na Tabela 7.10, foram avaliados procedimentos vigentes considerando tanto o MRD de perfis perfurados previsto na ANSI/AISI S100:2020 quanto o parâmetro experimental  $Q$  recomendado pela ANSI/RMI MH16.1:2012, assim como desenvolvido no estudo de caso da seção 7.1.2. Porém, tendo em vista a deficiência da Opção 4 de Moen (2008)

para as barras sujeitas à compressão cuja falha ocorre sob interação distorcional-global, é também avaliada a proposta de Yao e Rasmussen (2017b) para a compressão.

Como comentado na seção 4.4, Yao e Rasmussen (2017b) apresentam dois métodos de projeto com base no MRD que diferem apenas na adoção do coeficiente de ponderação da resistência  $\phi$ . Enquanto o primeiro método usa o coeficiente  $\phi$  igual a 0,85, o segundo método adota um coeficiente baseado em uma análise de regressão envolvendo, como por exemplo, as dimensões dos furos. Para o presente estudo, foi adotado o primeiro método pois a diferença entre adotar 0,85 e o valor sugerido pelo método 2 de Yao e Rasmussen (2017b) foi de apenas 2,4% para o valor de  $\phi$ . Assim, tendo em vista que a proposta de Yao e Rasmussen (2017b) trata-se de uma melhoria da Opção 4 de Moen (2008), as prescrições do MRD com perfurações da ANSI/AISI S100:2020 são utilizadas para a avaliação da flexão para este caso.

Por fim, para fins comparativos, os resultados das análises efetuadas considerando análises avançadas com base em modelos reticulados são comparados com resultados das análises ditas “convencionais”. Tratam-se de estudos de caso em que as análises avançadas dos racks são analisados conforme efetuado na seção 7.1.2. A Tabela 7.11 mostra, em detalhe, as diferenças entre as análises avançadas efetuadas segundo o modelo mostrado na Figura 7.36 e as análises conforme a Figura 7.11, denominadas “convencionais”.

Tabela 7.11 - Comparação entre tipos de análises avançadas desenvolvidas.

<b>Análise Avançada</b>	<b>Modelo reticulado (conforme Figura 7.36)</b>	<b>Modelo convencional (conforme seção 7.1.2)</b>
Método de solução	Riks (comprimento de arco)	
Imperfeições globais	Modo 0 de Sarawit e Peköz (2006a) de amplitude $\xi = 1/240$	
Imperfeições locais	Segundo Figura 7.37	Comportamento senoidal com amplitude $H/240$ e $L_b/240$ (Tipo I da Figura 7.13)
Imperfeições localizadas	Segundo Figura 7.37	-
EF para a coluna	B31 e T3D2	B32OS
EF para a longarina		B32
Material das colunas	Curvas $\sigma$ - $\varepsilon$ verdadeiras para as regiões planas e curvas considerando a ponderação de 0,8 para a parte plástica	Material elasto-plástico perfeito ( $0,8 f_{ya}$ ), em que $f_{ya}$ é a tensão de escoamento modificada considerando o efeito do trabalho a frio nas regiões curvas
Material das longarinas	Curva $\sigma$ - $\varepsilon$ verdadeira para as regiões planas considerando a ponderação de 0,8 para a parte plástica	Material elasto-plástico perfeito ( $0,8 f_y$ )
Ligação BCC	Curva média dos diagramas $M$ - $\theta$ referentes às ligações com pino	
Ligação base	Rígida, elástica ou elasto-plástica	
Carregamentos	Apenas carregamentos verticais (uniformemente distribuídos)	
Vinculações	Conforme Figura 7.39	Conforme Figura 7.12

Fonte: próprio autor.

A Tabela 7.11 mostra que, na análise avançada dita convencional, a análise avançada desconsidera: as perfurações da seção transversal; o campo de imperfeições geométricas iniciais típico da estrutura analisada (no caso, o modo de imperfeição considerado é o Tipo I da Figura 7.13); qualquer tipo de imperfeição geométrica inicial à nível de seção transversal e tensões residuais, mesmo que de forma indireta. Na abordagem convencional, as análises estruturais AISI e RMI foram mantidas segundo as características mostradas na Tabela 7.8.

### 7.3.2 Análise dos racks 4x4

Definidos os modelos, a presente seção inicia a análise dos procedimentos normativos com base do método da análise direta (AISI) e método do comprimento efetivo (RMI) aplicados a estruturas porta-paletes definidas por 4 níveis e 4 baias (4x4).

A Tabela 7.12 apresenta os resultados das análises efetuadas nos racks 4x4 com bases elástica, elasto-plástica e rígida considerando análises estruturais segundo a Tabela 7.8 e as comparando com as análises convencionais. Para cada tipo de ligação de base, foram definidas análises avançadas baseadas em modelos reticulados conforme apresentado na Tabela 7.9. Tendo em vista que o sentido da imperfeição global foi sempre o mesmo (para a direita, de forma similar ao Tipo I da Figura 7.13), além dos valores de deslocabilidade máxima,  $(u_2/u_1)_{m\acute{a}x}$ , a Tabela 7.12 apresenta valores da deslocabilidade obtida no topo da última coluna  $((u_2/u_1)_{superior})$ , i.e., da coluna C5 no caso dos racks 4x4 mostrado na Figura 7.36. Além dos resultados oriundos das análises estruturais AISI e RMI, a Tabela 7.12 apresenta os resultados da análise avançada em termos do modo de falha do rack e da capacidade última do sistema. No caso, a capacidade última é representada pela soma das resultantes de carga em cada par de longarinas (R), sendo que o valor nominal de R, segundo o fabricante, é igual a 30 kN, correspondente a 2 paletes de 1,5 tol/cada.

Além das análises apresentadas considerando os modos de imperfeição referentes aos modos 5 ou 6 e das análises convencionais, também são apresentadas na Tabela 7.12 as análises dos procedimentos normativos cujas análises avançadas desconsideram as imperfeições locais/localizadas. Tratam-se de modelos reticulados denominados como “perfeitos” em que há a consideração, apenas, da falta de prumo como imperfeição geométrica inicial. A comparação dos resultados de capacidade última da análise avançada do modelo perfeito com de outros

modelos reticulados permite atestar se a imperfeição local/localizada em questão apresenta efeito desestabilizante ou restaurador na estrutura, similarmente às análises do pilar isolado apresentadas na seção 7.1.1.

Tabela 7.12 - Resultados das análises dos racks 4x4 com bases elástica, elasto-plástica e rígida.

Modelo	Análise avançada		Resultado M-N (coluna crítica)			$(u_2/u_1)_{superior}$ $(u_2/u_1)_{máx}$	
	Falha	R (kN)	AISI-1	AISI-2	RMI-3	AISI-1 e 2	RMI-3
Perfeito ( $N/N_{yn} = 0,828$ )	FT	32,529 (C3)	1,058241 (C2)	1,234102 (C2)	1,325857 (C2)	1,104824 1,999425	1,083713 1,611010
E.M5-med ( $N/N_{yn} = 0,835$ )	FT + D <sub>ass</sub>	32,811 (C3)	1,067667 (C2)	1,245052 (C2)	1,337455 (C2)	1,104426 2,191611	1,084594 1,619477
E.M5-máx ( $N/N_{yn} = 0,843$ )	D	33,125 (C3)	1,078133 (C2)	1,257223 (C2)	1,350377 (C2)	1,098473 3,038588	1,085578 1,629010
E.M5-máx-4° ( $N/N_{yn} = 0,755$ )	D	29,644 (C3)	0,963040 (C2)	1,123360 (C2)	1,207315 (C2)	1,093911 1,657164	1,074841 1,529105
E.M5-med-4°-neg ( $N/N_{yn} = 0,761$ )	D (f)	29,793 (C2)	0,967973 (C2)	1,129102 (C2)	1,213450 (C2)	1,094764 1,665033	1,075294 1,533147
E.M6-med ( $N/N_{yn} = 0,826$ )	FT + D <sub>ass</sub>	32,457 (C3)	1,055857 (C2)	1,231328 (C2)	1,322884 (C2)	1,104725 2,066654	1,083487 1,608854
E.M6-máx ( $N/N_{yn} = 0,818$ )	FT + D <sub>ass</sub>	32,123 (C3)	1,044747 (C2)	1,218429 (C2)	1,309155 (C2)	1,105627 2,107495	1,082448 1,598967
E.M6-máx-neg ( $N/N_{yn} = 0,820$ )	FT + D <sub>a</sub>	32,162 (C4)	1,046033 (C2)	1,219922 (C2)	1,310759 (C2)	1,106372 2,071670	1,082570 1,600116
<b>Convencional</b>	<b>Rack</b>	<b>34,699</b> <b>(C5)</b>	<b>1,134843</b> <b>(C2)</b>	<b>1,322332</b> <b>(C2)</b>	<b>1,418337</b> <b>(C2)</b>	<b>6,636194</b> <b>7,044986</b>	<b>4,913567</b> <b>5,222914</b>
Perfeito	FT	32,529 (C3)	1,058241 (C2)	1,234102 (C2)	1,325857 (C2)	1,104824 1,999425	1,083713 1,611010
EP.M5-máx ( $N/N_{yn} = 0,843$ )	D	33,125 (C3)	1,078133 (C2)	1,257223 (C2)	1,350377 (C2)	1,098473 3,038588	1,085578 1,629010
EP.M5-máx-4° ( $N/N_{yn} = 0,755$ )	D	29,644 (C3)	0,963040 (C2)	1,123360 (C2)	1,207315 (C2)	1,093911 1,657164	1,074841 1,529105
EP.M6-máx ( $N/N_{yn} = 0,818$ )	FT + D <sub>ass</sub>	32,126 (C3)	1,044747 (C2)	1,218429 (C2)	1,309155 (C2)	1,105627 2,107495	1,082448 1,598967
<b>Convencional</b>	<b>Rack</b>	<b>32,779</b> <b>(C2)</b>	<b>1,068399</b> <b>(C2)</b>	<b>1,245591</b> <b>(C2)</b>	<b>1,339069</b> <b>(C2)</b>	<b>5,643463</b> <b>5,643463</b>	<b>4,695965</b> <b>4,987984</b>
Perfeito ( $N/N_{yn} = 0,823$ )	FT + D <sub>ass</sub>	32,333 (C3)	1,053633 (C2)	1,228437 (C2)	1,319434 (C2)	1,104702 2,118356	1,083122 1,623612
R.M5-máx ( $N/N_{yn} = 0,839$ )	D	32,968 (C3)	1,074967 (C2)	1,253201 (C2)	1,345620 (C2)	1,104412 2,201230	1,085110 1,632163
R.M5-máx-4° ( $N/N_{yn} = 0,769$ )	D	30,164 (C2)	0,981842 (C2)	1,144972 (C2)	1,230094 (C2)	1,096845 1,666624	1,076427 1,592967
R.M6-máx ( $N/N_{yn} = 0,822$ )	FT + D <sub>ass</sub>	32,306 (C3)	1,052738 (C2)	1,227398 (C2)	1,318327 (C2)	1,104881 2,079099	1,083038 1,623247
<b>Convencional</b>	<b>Rack</b>	<b>34,934</b> <b>(C5)</b>	<b>1,143632</b> <b>(C2)</b>	<b>1,332383</b> <b>(C2)</b>	<b>1,429462</b> <b>(C2)</b>	<b>6,719182</b> <b>6,982878</b>	<b>4,940349</b> <b>5,251873</b>
Nota:	FT:	flexo-torção					
	D:	distorcional simétrico, semelhante ao modo GBT 5					
	D <sub>ass</sub> :	distorcional assimétrico, semelhante ao modo GBT 6					
	Rack:	instabilidade global do rack					

Fonte: próprio autor.

Com base nos modelos de base elástica, nota-se que o aumento da amplitude do modo 5 parabólico (análise dos modelos E.M5-med e E.M5-máx) mostrou a influência da amplitude

desta imperfeição local/localizada no modo de falha da estrutura. Ao se adotar o valor máximo, o modo de falha do rack passa a ser governado pelo modo distorcional simétrico das colunas, enquanto que o valor médio de amplitude leva à ruínas por meio de modos distorcionais assimétricos (semelhantes ao modo GBT 6) juntamente com o modo de flexo-torção. Além disso, a análise da Tabela 7.12 mostra que o aumento da amplitude, de média para máxima do modo 5 com variação parabólica, propiciou o aumento na capacidade do pórtico. Ou seja, a adoção da imperfeição local/localizada do tipo modo 5 parabólico provoca efeitos restauradores no pórtico. Tal constatação é corroborada com a comparação dos modelos de modo 5 parabólico com o modelo perfeito, de referência.

Por outro lado, mantendo-se o mesmo valor de amplitude para o modo 5, a adoção da variação de 4º grau ao longo do comprimento da barra, ao invés de parabólico (análise dos modelos E.M5-máx-4º e E.M5-máx, respectivamente), provoca uma redução significativa na capacidade do rack, em, aproximadamente, 350 kg para cada par de longarinas. A análise de E.M5-máx-4º frente aos resultados do modelo perfeito corrobora que a mudança para a variação de 4º grau provoca um efeito desestabilizante na estrutura. Além disso, a redução significativa na capacidade de carga faz com que o conservadorismo antes observado para a abordagem 1 seja eliminado, tornando o método vigente da ANSI/AISI S100:2020 3,4% contra-segurança. Resultados semelhantes são observados também para o modelo E.M5-máx-4º-neg, dadas as ressalvas em termos do modo de falha da estrutura. Como esperado, enquanto o modelo E.M5-máx-4º apresenta, para os trechos de coluna entre o piso e o primeiro nível, modos distorcionais simétricos em que as mesas tendem a se afastar, a consideração da amplitude negativa propiciou modos distorcionais simétricos em que as mesas do perfil tendem a se aproximar.

As análises efetuadas com o modo 5 de imperfeição inicial mostram que a adoção do valor e do sinal da amplitude não são críticos na determinação da capacidade última do rack, aqui apresentada em termos da resultante do carregamento distribuído R (kN). Em contrapartida, a consideração de como o modo 5 varia ao longo do comprimento da barra, de forma polinomial de 2º ou 4º grau, mostra-se fundamental. A consideração indevida desta variação pode levar o projetista a utilizar uma abordagem de cálculo insegura (AISI-1), prevendo, portanto, uma capacidade de carga superdimensionada.

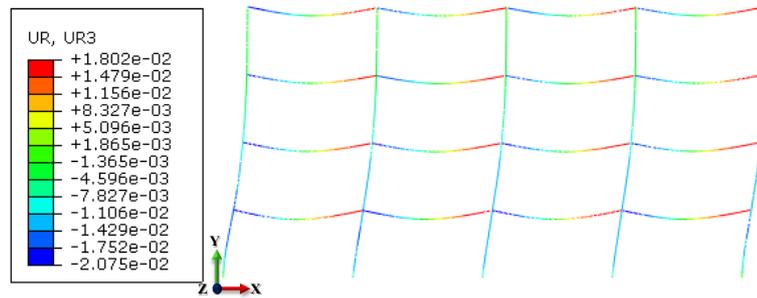
Similarmente, os modelos que consideram a imperfeição local/localizada segundo o modo 6 prismático corroboram a constatação de que o sentido desta imperfeição não é determinante no comportamento mecânico da estrutura, como observado pela comparação das análises E.M6-máx e E.M6-máx-neg. Além disso, tal como os modelos que consideram o modo

5 com variação de 4º grau, a consideração do modo 6 promove efeitos desestabilizantes na estrutura. Por conta disso, nota-se uma redução gradativa das capacidades últimas para os modelos: perfeito > E.M6-med > E.M6-máx. Assim, com base nas conclusões obtidas para os modelos com base elástica, foram avaliados os casos de imperfeição definidos pelo modo 5 (parabólico e de 4º grau) e modo 6 (prismático) apenas para amplitudes máximas nos modelos em que o comportamento da ligação da base foi alterado para elasto-plástico e rígido, como mostrou a Tabela 7.12.

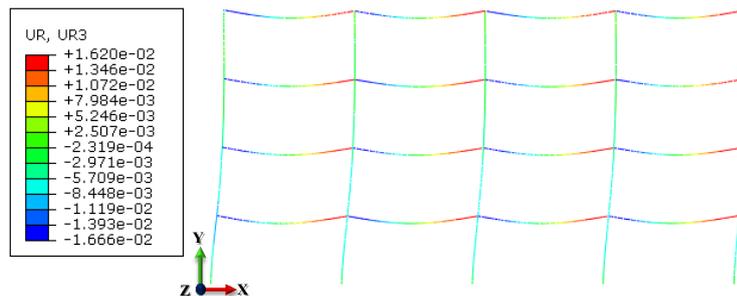
Tendo em vista os baixos níveis de deslocabilidade envolvidos nas análises avançadas com modelos reticulados, o valor das rotações nas ligações da base também foram reduzidos. Como consequência, os modelos numéricos reticulados considerando a base elasto-plástica geraram respostas iguais às dos modelos elásticos. Entretanto, apesar da rigidez elástica da ligação da base ser considerada elevada, propiciando reduzidos níveis de rotação, ela não pode ser considerada engastada. Em contrapartida, a consideração do regime plástico para as análises avançadas convencionais mostrou-se determinante. Tendo em vista que as análises convencionais não consideram modos distorcionais de falha, a ruína nas análises avançadas convencionais ocorre pela instabilidade global do pórtico, gerando, portanto, altos níveis de deslocabilidade. Consequentemente, o comportamento da ligação da base torna-se essencial tendo em vista que a ligação deixa de operar em regime elástico. Inclusive, o valor de patamar adotado para o comportamento elasto-plástico perfeito da ligação levou o modelo convencional a resultados muito próximos do obtido pelos modelos reticulados de base elasto-plástica.

As Figuras 7.40 e 7.41 apresentam os resultados para a rotação UR3 nas análises avançadas de base elástica e base elasto-plástica convencionais e por meio de reticulados (no caso, E.M5-máx-4º e EP.M5-máx-4º), respectivamente. A Figura 7.41 mostra que, nos modelos reticulados, o nível de rotação UR3 é na ordem de 0,0002 rad, permanecendo, portanto, no regime elástico. Em contrapartida, os modelos convencionais de base elástica e elasto-plástica (Figura 7.40) apresentam rotações UR3 na ordem de centésimos e milésimos de radiano, respectivamente. Ou seja, de fato, quando análises avançadas são promovidas negligenciando instabilidades locais e distorcionais, os efeitos da ligação da base mostram-se determinantes, como constatado por Baldassino e Bernuzzi (2000). Em compensação, a modelagem de pórticos compostos por PFF susceptíveis a modos distorcionais e/ou locais faz com que a importância do conhecimento do comportamento da ligação da base seja minimizada.

Figura 7.40 - Análise dos valores das rotações UR3 (rad) nos modelos avançados convencionais.



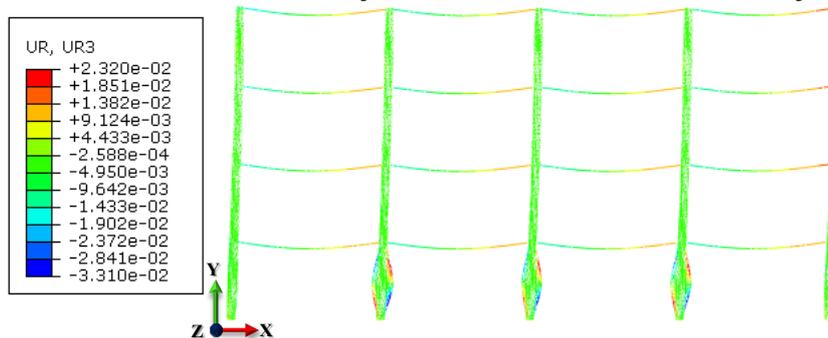
(a) Modelo de análise avançada (interação de pico) convencional de base elástica



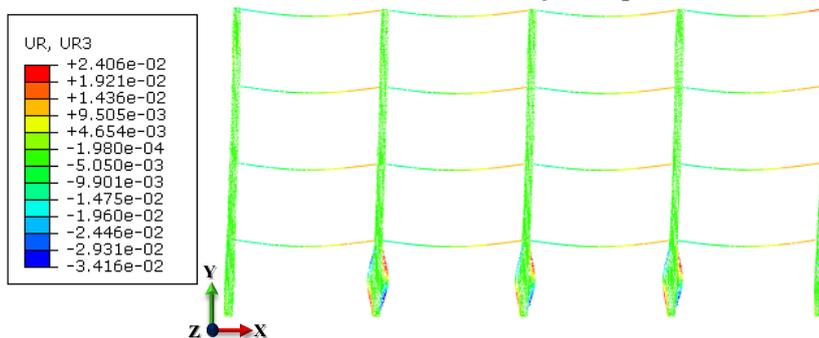
(b) Modelo de análise avançada (interação de pico) convencional de base elasto-plástica

Fonte: próprio autor.

Figura 7.41 - Análise dos valores das rotações UR3 (rad) nos modelos avançados reticulados.



(a) Modelo E.M5-máx-4° (interação de pico).



(b) Modelo EP.M5-máx-4° (interação de pico).

Fonte: próprio autor.

Por fim, a comparação dos modelos de base elástica (ou elasto-plástica) com os modelos de base rígida é melhor compreendida no contexto de uma simplificação de projeto. Assumindo-se que a rigidez da ligação é dada pelos modelos de base elástica (ou elasto-plástica) e, por falta do conhecimento desta informação, o projetista opte por considerá-la engastada.

Para os modelos cuja imperfeição é definida pelo modo 6 ou 5 parabólico, tal simplificação não acarretaria em grandes problemas, visto que a capacidade de carga mostra-se similar e, portanto, também o nível de conservadorismo das abordagens AISI-1, AISI-2 e RMI-3. Entretanto, caso o modo de imperfeição governante na estrutura seja o modo 5 com variação dada pelo polinômio de 4º grau, a adoção desta simplificação não é trivial. Neste caso, a adoção das bases engastadas (R.M5-máx-4º) leva a abordagem AISI-1 a apresentar uma expressão de interação M-N crítica apenas 1,8% contra-segurança, quando, na verdade (caso EP.M5-máx-4º, por hipótese), o método de dimensionamento, neste caso, é 3,7% contra-segurança. Novamente, o comportamento da imperfeição localizada ao longo da barra mostra-se determinante para a correta avaliação da estrutura.

Em todas as análises apresentadas na Tabela 7.12, nota-se que, para um mesmo carregamento, as expressões de interação referentes a abordagem AISI-1 são sempre inferiores à da abordagem AISI-2 e ambas inferiores à abordagem RMI-3. A Tabela 7.13 mostra os modos governantes na determinação dos esforços  $N_{c,Rk}$  e  $M_{Rk}$  obtidos para os modelos com base elástica, elasto-plástica e rígida. Como a variação da capacidade de carga (R) entre os modelos, em geral, foi reduzida, como esperado os modos governantes para a determinação de  $N_{c,Rk}$  e  $M_{Rk}$  foram os mesmos.

Tabela 7.13 - Modos governantes na determinação de  $N_{c,Rk}$  e  $M_{Rk}$  em cada abordagem.

	<b>Abordagem</b>	<b>Base elástica (E)</b>	<b>Base elasto-plástica (EP)</b>	<b>Base rígida (R)</b>
$N_{c,Rk}$	AISI-1	FT	FT	FT
	AISI-2	D	D	D
	RMI-3	Interação FT-L	Interação FT-L	Interação FT-L
$M_{Rk}$	AISI-1	D	D	D
	AISI-2	D	D	D
	RMI-3	L	L	L

Fonte: próprio autor.

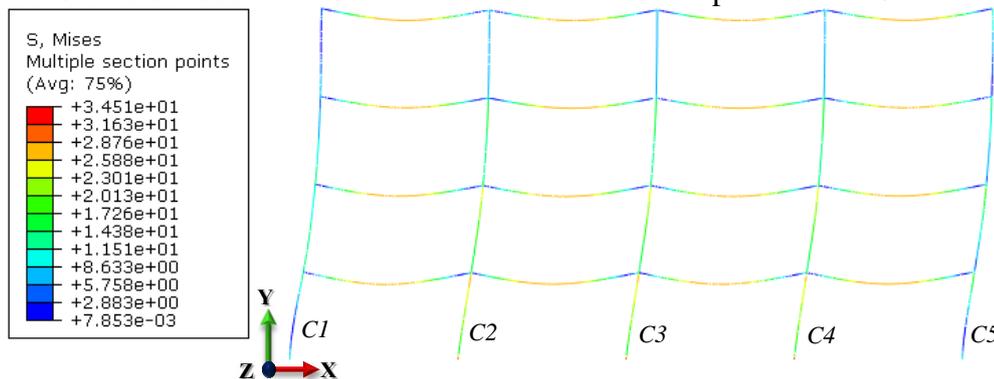
De fato, além do método vigente na ANSI/AISI S100:2020 (abordagem AISI-1) ser contra-segurança para as análises considerando o modo 5 com variação dada por um polinômio de 4º grau, a abordagem 1 também falha na determinação do  $N_{c,Rk}$ . Conforme a ANSI/AISI S100:2020, a força axial de compressão resistente é governada pelo modo global de flexo-torção em todas as análises efetuadas, com e sem modos de imperfeição, modeladas de forma convencional ou utilizando modelos reticulados. Entretanto, na verdade, a Tabela 7.12 esclarece que o modo distorcional é o modo que está sempre presente no modo de falha dos racks quando são considerados os modos de imperfeição locais/localizados nos modelos reticulados. Neste sentido, a abordagem proposta por Yao e Rasmussen (2017b) mostra-se mais vantajosa, pois prevê de forma mais adequada o modo de falha do rack. Além de não gerar respostas contra-

segurança, a abordagem AISI-2 é mais prática de ser aplicada do que o método do comprimento efetivo, seja pela adoção do parâmetro  $K$  igual a 1 seja pela não necessidade de determinar o parâmetro  $Q$  experimentalmente.

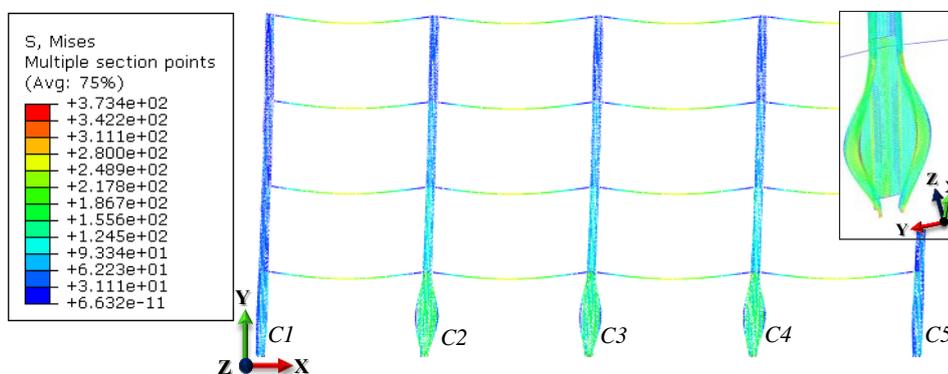
Para as três condições de ligação de base consideradas, a comparação das análises com base nos modelos reticulados frente às análises convencionais mostra que o excesso de conservadorismo apontado pelas normas de projeto é irreal quando se efetua uma análise avançada convencional. Além disso, é considerável o aumento observado na capacidade última das estruturas provocado pela modelagem convencional das análises avançadas. Ou seja, tão relevante quanto a escolha do método de projeto, mostrou-se a metodologia utilizada para a determinação da capacidade última do rack. Se esta metodologia é baseada em análises avançadas convencionais efetuadas com base em EFs de pórtico, os resultados superestimam a estrutura em termos de capacidade tendo em vista que são negligenciadas as deformações de segunda ordem adicionais referentes aos modos local e distorcional que provocam a perda da rigidez das colunas, similarmente ao atestado por Trouncer e Rasmussen (2016b) para análises GNA. Conseqüentemente, as deslocabilidades acusadas pelos métodos de projeto mostram-se elevadas assim como também o nível do conservadorismos das normas de projeto.

Quanto ao modo de falha da estrutura, como já comentado, os modos de falha dos modelos convencionais ocorreram predominantemente por conta da instabilidade global do pórtico. Em contrapartida, as falhas dos modelos reticulados deram-se, preferencialmente, devido ao modo distorcional ou à interação global-distorcional nas colunas, de forma semelhante ao relatado na análise experimental de Trouncer e Rasmussen (2016a). A Figura 7.42 compara os modos de falha dos modelos convencional e reticulado enquanto que a Figura 7.43 ressalta como estas diferenças afetam os diagramas de esforços solicitantes nas colunas centrais (C3), obtidos na iteração de pico da estrutura. A presença do modo distorcional na coluna C3 do modelo reticulado é atestada pelo comportamento do diagrama de momentos fletores em torno do eixo de menor inércia, como mostra a Figura 7.43. Note que, como comentado na seção 7.2.2, o alinhamento dos EFs de pórtico entre as seções transversais, de fato, elimina os ruídos nos diagramas observados na etapa da validação.

Figura 7.42 - Comparação entre o modo de falha da análise avançada convencional de base elástica e o modelo E.M5-máx-4°. Deslocamentos ampliados em 10 vezes.



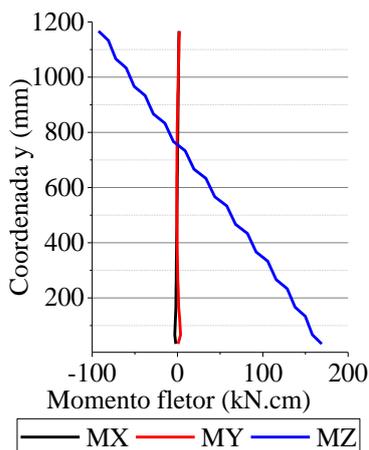
(a) Modelo de análise avançada convencional de base elástica (iteração de pico). Tensão de von Mises em kN/cm<sup>2</sup>.



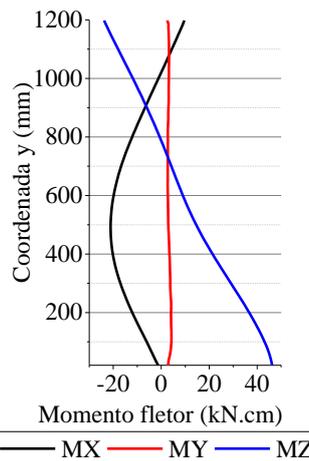
(b) Modelo E.M5-máx-4° (iteração de pico). Tensão de von Mises em MPa.

Fonte: próprio autor.

Figura 7.43 - Diagramas da coluna C3 para os modelos convencional e E.M5-máx-4°.



(a) Modelo convencional de base elástica (iteração de pico)



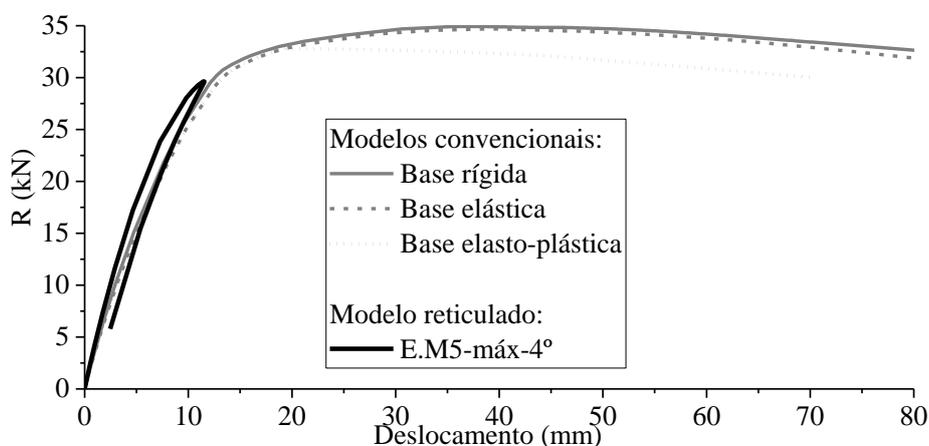
(b) Modelo E.M5-máx-4° (iteração de pico)

Fonte: próprio autor.

Como comentado, tais diferenças observadas entre os modos de falha dos modelos reticulados provocam diferenças relevantes nos valores de deslocabilidade observados. A Figura 7.44 compara a flexibilidade dos modelos avançados reticulado E.M5-máx-4° e

convencionais de base elástica, elasto-plástica e rígida. Avaliada por meio do deslocamento lateral dos racks acusado no nó da extremidade superior da última coluna, i.e., RP-20 no caso dos racks reticulados 4x4, a flexibilidade do modelo reticulado mostra-se significativamente aquém da acusada pelos modelos convencionais. Além disso, a Figura 7.44 mostra que os modelos convencionais, de fato, falharam por meio da instabilidade global do pórtico enquanto que a falha do modelo E.M5-máx-4° foi antecipada pelo modo distorcional das colunas.

Figura 7.44 - Análise da flexibilidade do modelos reticulado frente aos modelos convencionais de base elástica, elasto-plástica e rígida.



Fonte: próprio autor.

As análises apresentadas mostram a importância do conhecimento das imperfeições geométricas iniciais, da importância do método de dimensionamento utilizado para a correta avaliação da estrutura, como também o efeito dos tipos de modelagem na resposta da estruturas (modelos reticulados vs convencionais). Porém, os resultados apresentados até o momento para o método da análise direta, valeram-se da filosofia do método da análise direta em definir os parâmetros  $K$  iguais a 1, como mostrou a Tabela 7.10. Porém, a ANSI/AISI S100:2020 ressalta que, mesmo no método da análise direta, o coeficiente de flambagem referente à torção,  $K_z$ , pode ser tanto maior quanto menor que 1 a depender das condições de contorno do membro. Desta forma, adotando-se para  $K_z$  o valor igual a 0,8 recomendado pela ANSI/RMI MH16.1:2012, foi efetuada uma análise do efeito de  $K_z$  nas abordagens de projeto estudadas. A Tabela 7.14 mostra a comparação entre os resultados obtidos pelos métodos da análise direta apresentados na Tabela 7.12 com  $K_z$  igual a 1 e os obtidos da reanálise dos modelos com base no método da análise direta (AISI-1 e AISI-2), considerando  $K_z$  igual a 0,8.

Tabela 7.14 - Efeito de  $K_z$  nas abordagens de projeto com base no método da análise direta aplicadas a racks 4x4.

Modelo	AV R (kN)	Resultado M-N (coluna crítica)				
		$K_z = 1,0$		$K_z = 0,8$		
		AISI-1	AISI-2	AISI-1	AISI-2	RMI-3
Perfeito ( $N/N_{yn} = 0,829$ )	32,529 (C3)	1,058241 (C2)	1,234102 (C2)	0,941618 (C2)	1,124273 (C2)	1,325857 (C2)
E.M5-máx ( $N/N_{yn} = 0,843$ )	33,125 (C3)	1,078133 (C2)	1,257223 (C2)	0,958183 (C2)	1,143965 (C2)	1,350377 (C2)
E.M5-máx-4° ( $N/N_{yn} = 0,755$ )	29,644 (C3)	0,963040 (C2)	1,123360 (C2)	0,855869 (C2)	1,022222 (C2)	1,207315 (C2)
E.M6-máx ( $N/N_{yn} = 0,818$ )	32,123 (C3)	1,044747 (C2)	1,218429 (C2)	0,928686 (C2)	1,108910 (C2)	1,309155 (C2)
<b>Convencional</b>	<b>34,699</b> (C5)	<b>1,134843</b> (C2)	<b>1,322332</b> (C2)	<b>1,009425</b> (C2)	<b>1,203952</b> (C2)	<b>1,418337</b> (C2)

Fonte: próprio autor.

A Tabela 7.14 esclarece a importância do conhecimento do parâmetro  $K_z$  e, neste sentido, recorda a necessidade de um aprofundamento no conhecimento do comportamento mecânico das ligações da base. Como esperado, a consideração de um valor menor de  $K_z$ , provocou a redução dos valores da expressão de interação M-N. Neste novo contexto, todas as análises efetuadas segundo o método vigente na ANSI/AISI S100:2020 mostram-se contra-segurança, em que o caso mais crítico é, novamente, o relacionado ao modo 5 de imperfeição com variação polinomial de 4° grau (14% inseguro). Com  $K_z$  igual a 0,8, novamente, a previsão de modos distorcionais é efetuada pela ANSI/AISI S100:2020 somente por meio do momento fletor resistente característico, tendo em vista que  $N_{c,Rk}$  passa a ser governado pela interação local-global de flexo-torção. Neste sentido, a aplicação do método da análise direta se faz adequada apenas segundo a abordagem AISI-2.

Desta forma, os resultados da Tabela 7.12 juntamente com os da Tabela 7.14 esclarecem que o método da análise direta é o método que melhor prevê a capacidade última do sistema de armazenamento e que, de fato, é uma alternativa menos conservadora e mais prática que o método previsto na ANSI/RMI MH16.1:2012. Todavia, alertas devem ser efetuados quando se é utilizada a abordagem do método da análise direta atrelado ao MRD vigentes na ANSI/AISI S100:2020 tendo em vista que há casos típicos de imperfeições de racks em que tal abordagem se faz contra-segurança. Além disso, a utilização de valores de  $K_z$  diferentes da unidade, além de ir contra à praticidade atribuída ao método da análise direta, leva a projetos ainda mais contra-segurança. Utilizando  $K_z$  igual a 0,8, a abordagem vigente na ANSI/AISI S100:2020 leva, inclusive, a resultados maiores que 5% contra-segurança para todos os racks avaliados na Tabela 7.14, isto é, contra as recomendações da ASCE (1997) para utilização das expressões de interação M-N, como comentado na seção 3.1.

### 7.3.3 Análise comparativa: racks 4x4, 4x8 e 4x12

As análises efetuadas para os racks 4x4 foram estendidas aos racks de dimensões 4x8 e 4x12 como mostra a Tabela 7.15. Tendo em vista a melhor adequabilidade do método da análise direta considerando todos os coeficientes  $K$  iguais à unidades, nas análises dos racks 4x8 e 4x12, manteve-se  $K_z$  igual a 1.

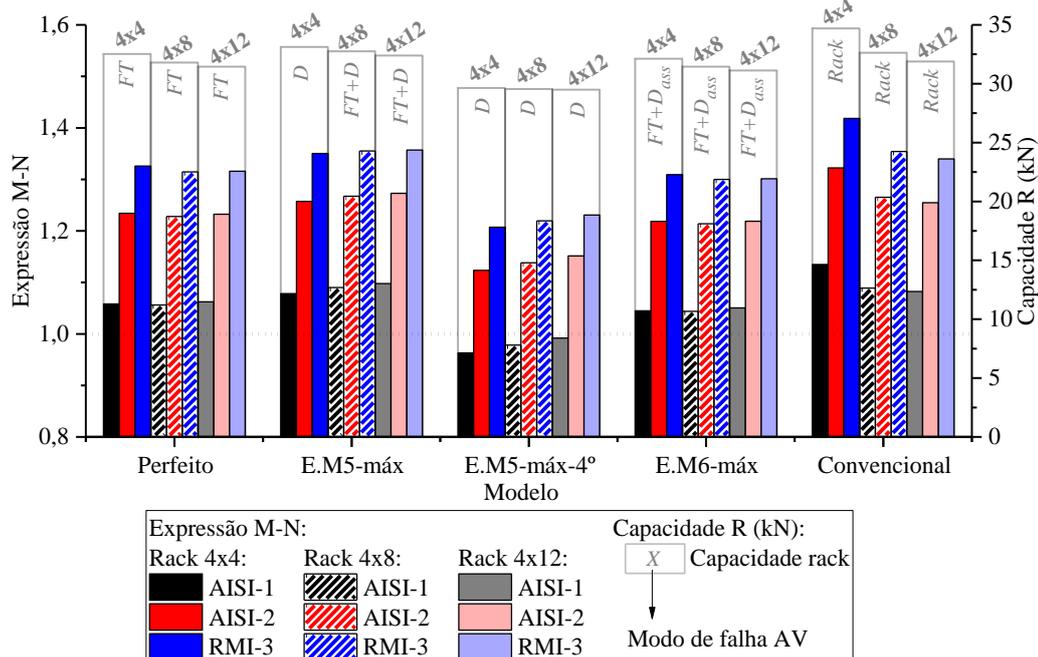
Em termos das abordagens de dimensionamento AISI-1, AISI-2 e RMI-3, a Tabela 7.15 mostra que, novamente, o conservadorismo maior ocorre para o método proposto pelo RMI, seguido pelo AISI-2 e, por fim, o AISI-1, como mostra a Figura 7.45. De forma complementar, a Figura 7.45 compara a aplicabilidade de cada abordagem de projeto nos racks 4x4, 4x8 e 4x12 cujas análises avançadas foram efetuadas por meio dos modelos reticulados ou de forma convencional. Desta análise, observa-se que o aumento do número de baias provoca: a diminuição da capacidade resistente do pórtico; alterações nas expressões de interação M-N; e, ainda, mudanças no modo de falha observados na análise avançada (AV) dos modelos reticulados.

Tabela 7.15 – Resultados das análises dos racks 4x8 e 4x12 com base elástica.

Modelo	Análise avançada	Falha	R (kN)	M-N (coluna crítica)			$(u_2/u_1)_{superior}$ $(u_2/u_1)_{máx}$	
				AISI-1	AISI-2	RMI-3	AISI-1 e 2	RMI-3
4 x 8	Perfeita ( $N/N_{yn} = 0,809$ )	FT	31,799 (C5)	1,056022 (C2)	1,227978 (C2)	1,314659 (C2)	1,073645 3,355695	1,054825 3,680360
	E.M5-máx ( $N/N_{yn} = 0,834$ )	FT+ D	32,753 (C4)	1,090173 (C2)	1,267246 (C2)	1,355088 (C2)	1,075326 3,569517	1,057034 3,747599
	E.M5-máx-4° ( $N/N_{yn} = 0,752$ )	D	29,548 (C3)	0,978287 (C2)	1,138092 (C2)	1,219560 (C2)	1,062860 3,139221	1,049742 3,517995
	E.M6-máx ( $N/N_{yn} = 0,800$ )	FT + D <sub>ass</sub>	31,450 (C4)	1,043805 (C2)	1,213897 (C2)	1,299907 (C2)	1,073343 3,404573	1,054026 3,655557
	<b>Convencional</b>	<b>Rack</b>	<b>32,628</b> <b>(C1)</b>	<b>1,088998</b> <b>(C2)</b>	<b>1,265377</b> <b>(C2)</b>	<b>1,354142</b> <b>(C2)</b>	<b>5,718137</b> <b>5,968368</b>	<b>4,777094</b> <b>5,016315</b>
	4 x 12	Perfeita ( $N/N_{yn} = 0,800$ )	FT	31,450 (C4)	1,062223 (C2)	1,232320 (C2)	1,315782 (C2)	1,051546 9,457099
E.M5-máx ( $N/N_{yn} = 0,825$ )		FT+ D	32,398 (C4)	1,097764 (C2)	1,272932 (C2)	1,356944 (C2)	1,052641 9,119737	1,038328 16,525860
E.M5-máx-4° ( $N/N_{yn} = 0,751$ )		D	29,488 (C3)	0,991999 (C2)	1,151478 (C2)	1,230904 (C2)	1,043203 7,791210	1,033358 15,267384
E.M6-máx ( $N/N_{yn} = 0,792$ )		FT + D <sub>ass</sub>	31,117 (C5)	1,050509 (C2)	1,218807 (C2)	1,301341 (C2)	1,051713 9,152968	1,036102 15,975711
<b>Convencional</b>		<b>Rack</b>	<b>31,887</b> <b>(C1)</b>	<b>1,082227</b> <b>(C2)</b>	<b>1,254647</b> <b>(C2)</b>	<b>1,339684</b> <b>(C2)</b>	<b>5,584748</b> <b>11,017087</b>	<b>4,761998</b> <b>5,045868</b>
Nota:		FT:	flexo-torção					
	D:	distorcional simétrico, semelhante ao modo 5						
	D <sub>ass</sub> :	distorcional assimétrico, semelhante ao modo 6						
	Rack:	instabilidade global do rack						

Fonte: próprio autor.

Figura 7.45 - Análise das normas de projeto com o aumento do número de baias do rack.



Fonte: próprio autor.

A variação nos valores de carregamento observada nos modelos perfeitos, dado o aumento do número de baias de 4 para 8 e 12, não provoca mudanças importantes nos valores das expressões de interação M-N, sendo elas inferiores a 1%. Variações pouco expressivas dos valores M-N também são observadas nos modelos E.M6-máx. A redução de mais de 3% na capacidade R obtida pela mudança do rack de 4x4 para 4x12 nos modelos E.M6-máx provoca alterações de nos valores M-N de 0,55% no AISI-1, 0,03% no AISI-2 e 0,60% para o RMI-3. Nesta duas situações (modelos avançados reticulados perfeito e E.M6-máx), a falha das colunas críticas apresentam grande participação do modo global de flexo-torção e pequena ou mínima contribuição do modo distorcional.

Em contrapartida, nas análises cujo modelo de análise avançada apresenta maiores participações de modos distorcionais em sua falha, promovem uma menor variação da capacidade do sistema. A alteração de 4x4 para 4x12 no modelo E.M5-máx leva a uma redução de 2,19% de R, e no modelo E.M5-máx-4º uma redução de, apenas, 0,53% – neste último, foram observados, predominantemente, apenas modos distorcionais de falha. Porém, apesar de uma menor variação no valor de R, tais análises apresentam as maiores variações nos valores da expressão M-N. Desta forma, observa-se que quanto maior a participação do modo distorcional na falha da análise avançada, maior é a variação das expressões M-N nos modelos AISI e RMI dado o aumento do número de baias. Dentre elas, a abordagem RMI é que a que

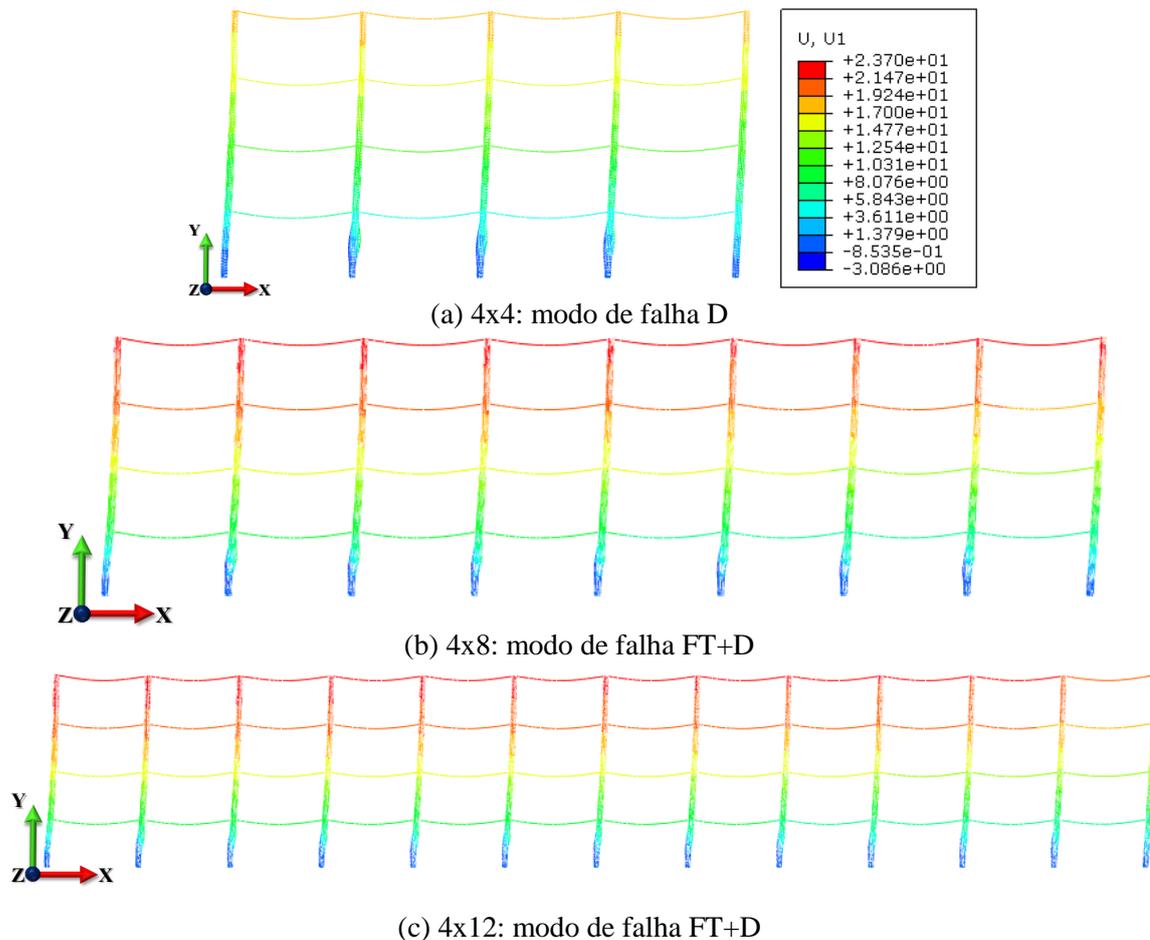
apresenta as menores variações nos valores da expressão M-N dado o aumento do número de baias.

As análises cujo modelo de análise avançada reticulado consideram o modo 5 polinomial de 4º grau correspondem ao caso de menor variação de capacidade última de armazenamento e de maior variação das expressões M-N das normas de projeto, como mostra a Figura 7.45. Para este tipo de imperfeição, a alteração do rack de 4x4 para 4x12 leva a uma mudança nas expressões de 3% para o AISI-1, 2,5% para o AISI-2 e 1,95% para o RMI-3. Apesar dos níveis de variação serem reduzidos, já são suficientes para a abordagem vigente na ANSI/AISI S100:2020 ser contra-segurança para os racks 4x4 e adequada para o rack de 4x12, considerando, neste último caso, o valor de 0,991999 para M-N como aceitável.

Por fim, nota-se que a variação das expressões M-N para o caso que contempla as análises avançadas E.M5-máx é superior que os casos perfeito e E.M6-máx, porém inferior ao E.M5-máx-4º que corresponde a análises avançadas com falhas tipicamente distorcionais para os três projetos de rack (4x4, 4x8 e 4x12). Isto ocorre pois, apesar das pequenas alterações em termos de capacidade última R (2,19%), notam-se alterações dos modos de falha dos racks E.M5-máx devido, em especial, ao aumento da deslocabilidade lateral observada. Estas alterações fazem com que os resultados para o caso E.M5-máx estejam entre os extremos definidos pelas falhas por flexo-torção (modelos perfeito e E.M6-máx) e falhas distorcionais (E.M5-máx-4º).

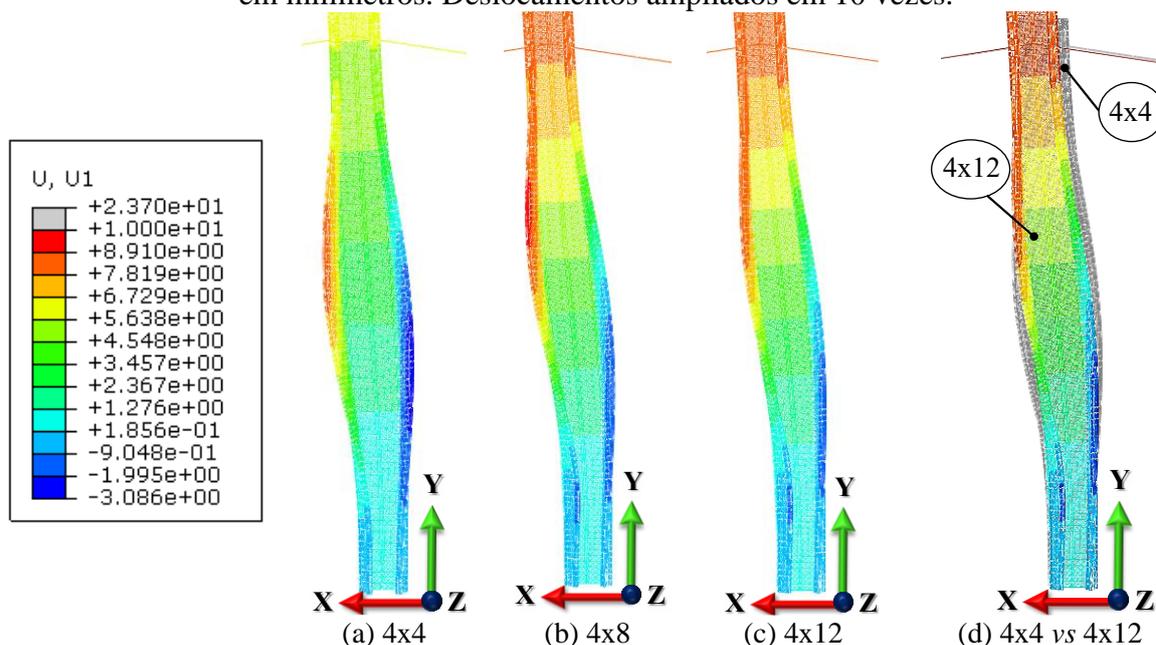
A Figura 7.46 mostra os resultados das análises avançadas E.M5-máx em termos de modo de falha quando considerados os racks 4x4, 4x8 e 4x12. De forma complementar, a Figura 7.47 apresenta detalhes da falha das colunas centrais (no caso, C3, C5 e C7 para os racks 4x4, 4x8 e 4x12, respectivamente) referentes aos modelos apresentados na Figura 7.46. Em ambas análises, os racks foram comparados utilizando a mesma escala de deslocamentos dada em milímetros e as deformadas foram amplificadas em 10 vezes para facilitar a visualização do modo de falha. Como esperado, a deslocabilidade do rack aumenta com o incremento de baias em seu projeto. Tal deslocabilidade extra tem relação com o modo de falha observado nas colunas apresentados na Figura 7.47.

Figura 7.46 - Análises E.M5-máx para os racks 4x4, 4x8 e 4x12. Deslocamentos U1 em milímetros. Deslocamentos ampliados em 10 vezes.



Fonte: próprio autor.

Figura 7.47 - Modo de falha das colunas centrais dos modelos E.M5-máx. Deslocamentos U1 em milímetros. Deslocamentos ampliados em 10 vezes.

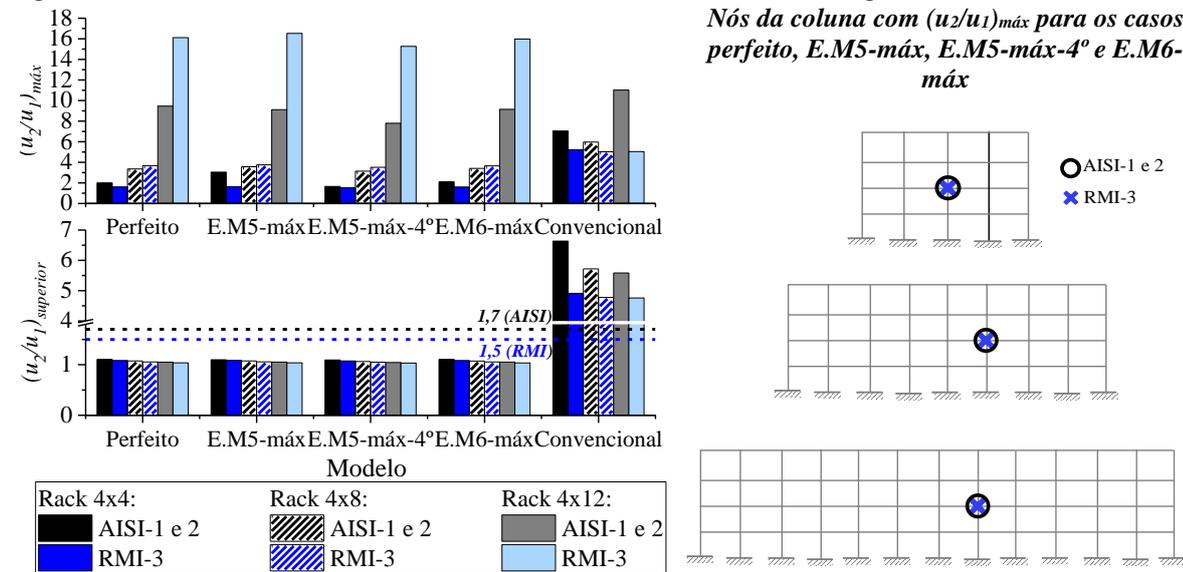


Fonte: próprio autor.

A análise das colunas centrais em cada rack, considerando a escala de deslocamentos mostrada na Figura 7.47, esclarece a mudança na participação do modo distorcional no modo de falha da coluna. Para o rack de menor dimensão (4x4), o modo distorcional mostra-se governante. Porém, o incremento de baias faz com que esta participação modal diminua, coexistindo, nos racks 4x8 e 4x12, com o modo de flexo-torção. A comparação entre as deformadas dos racks 4x4 e 4x12 apresentada pela Figura 7.47d mostra que, de fato, o deslocamento interpavimento é aumentado enquanto que a participação do modo distorcional simétrico diminui, dado o aumento do número de baias no projeto.

Apesar da Figura 7.46 mostrar o aumento da deslocabilidade da análise avançada dada a mudança do rack de 4x4 para 4x12, e, conseqüentemente, a Figura 7.47 indicar a relação deste efeito com o modo de falha das colunas, o entendimento da deslocabilidade acusada nas análises estruturais AISI e RMI é mais complexo. A Figura 7.48 reúne os valores de deslocabilidade máxima  $(u_2/u_1)_{m\acute{a}x}$  e os valores de deslocabilidade obtida no nó superior direito dos racks 4x4, 4x8 e 4x12 para as análises estruturais efetuadas segundo o AISI e o RMI. Além disso, a Figura 7.48 mostra os nós em que foram obtidos os deslocamentos máximos nas análises estruturais efetuadas segundo o AISI e o RMI cujas análises avançadas foram avaliadas considerando modelos reticulados.

Figura 7.48 - Análise da deslocabilidade das análises estruturais segundo o AISI e o RMI.



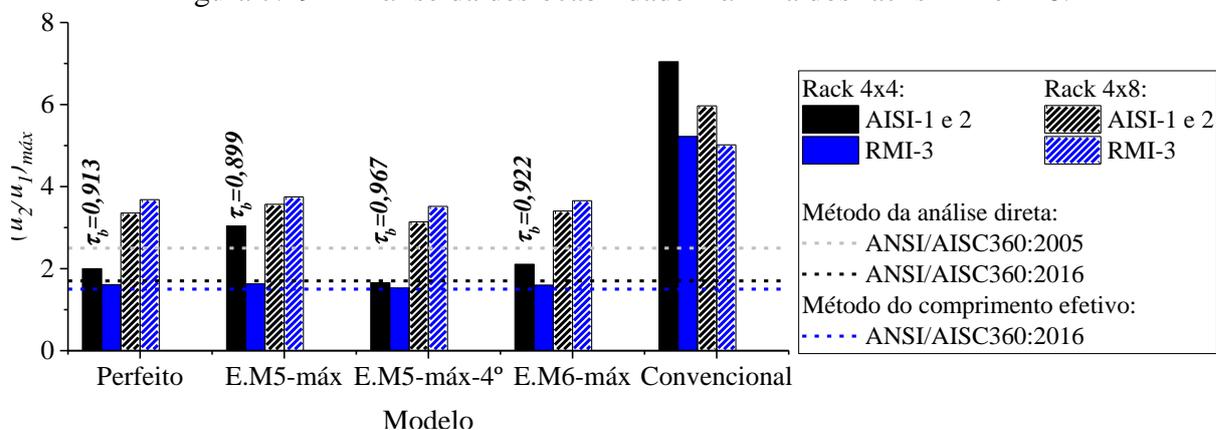
Fonte: próprio autor.

A Figura 7.48 mostra a diferença em se avaliar o efeito P-Δ a partir da máxima razão de deslocamentos interpavimentos  $u_2/u_1$  ou, simplificada, a partir do resultado obtido no nó direito superior da estrutura. Tal diferença é prevista tendo em vista que os máximos

deslocamentos interpavimentos ocorrerem, para os racks 4x4, 4x8 ou 4x12, no segundo nível de longarinas e praticamente no meio da estrutura, como mostra a Figura 7.48.

Considerando os limites estabelecidos pelo método da análise direta e pelo método do comprimento efetivo para definir se uma estrutura é ou não de grande deslocabilidade (limites  $u_2/u_1$  iguais a 1,7 e 1,5, respectivamente, apresentados pelas linhas tracejadas da Figura 7.48), nota-se que a análise simplificada utilizando  $(u_2/u_1)_{superior}$  leva à conclusões diferentes da análise de  $(u_2/u_1)_{máx}$ . De que todos os racks analisados considerando a análise avançada por meio de modelos reticulados, a análise simplificada utilizando  $(u_2/u_1)_{superior}$  leva à conclusões de que tais racks não tratam-se de estruturas de grande deslocabilidade. E, inclusive, todos podem ser avaliados por meio do método do comprimento efetivo pois as deslocabilidades são inferiores à 1,5. Apenas as análises estruturais AISI e RMI que consideraram a capacidade última segundo a análise avançada convencional seriam consideradas de grande deslocabilidade. Por outro lado, analisando o gráfico de deslocabilidades máximas apresentado na Figura 7.48, conclui-se que todas as análises efetuadas com racks 4x12 são consideradas de grande deslocabilidade. A Figura 7.49 apresenta em detalhe os resultados apenas para os racks 4x4 e 4x8.

Figura 7.49 - Análise da deslocabilidade máxima dos racks 4x4 e 4x8.



Fonte: próprio autor.

Como comentado na seção 4.4, segundo o ICC (2003 apud ANSI/AISC 360:2005), o motivo pelo qual muitos códigos de projeto proibirem valores de  $B_2$  maiores que 1,5 a 1,6 é devido ao fato das análises serem efetuadas com a rigidez não reduzida dos elementos estruturais. Este é o caso, por exemplo, da ANSI/RMI MH16.1:2012. Ou seja, neste sentido, análises que consideram valores reduzidos de rigidez, tal como o método da análise direta, apresentam um limitante aumentado (igual a 1,7, no caso da ANSI/AISI S100:2020), visto que a tendência é que elas sejam mais deslocáveis. Todavia, a Figura 7.49 mostra que esta ideia não é uma regra. Note que, o valor 1,7 indicado pela ANSI/AISI S100:2020 não trata-se de um limitante que permite ou não a análise

do rack segundo o método da análise direta, como deixa claro a Tabela 4.4 da seção 4.4. Ele está sendo utilizado na presente seção apenas como guia para classificar a estrutura.

De fato, para as análises estruturais cuja análise avançada foi modelada de forma convencional, a utilização de valores reduzidos de rigidez na análise estrutural leva a deslocabilidades maiores, como se observa na Figura 7.49. Porém, nas análises cujo carregamento de projeto foi obtido por uma análise avançada mais robusta, aqui efetuada por modelos reticulados, a deslocabilidade das análises AISI foram maiores que as do RMI apenas para os racks 4x4, como mostra a Figura 7.49.

Quanto à classificação das estruturas, a Figura 7.49 mostra que, segundo as análises estruturais AISI e o limitante de deslocabilidade vigente igual a 1,7, todos os racks 4x4 e 4x8 podem ser consideradas de grande deslocabilidade, com exceção do rack 4x4 referente ao modelo avançado E.M5-máx-4°. Este também é o único caso da Figura 7.49 em que, considerando os valores de  $(u_2/u_1)_{máx}$ , pode-se aplicar o método do comprimento efetivo pois a deslocabilidade da análise RMI é igual ou inferior à 1,5. Porém, considerando a classificação da norma americana, em sua versão anterior, a ANSI/AISC 360:2005, que limita a deslocabilidade em 2,5, dentre os racks 4x4 analisados segundo o AISI-1 ou AISI-2 cujas análises avançadas foram efetuadas com modelos reticulados, somente o referente à análise E.M5-máx pode ser considerado como de grande deslocabilidade. Nota-se, portanto, uma diferença expressiva entre os valores de deslocabilidade das análises AISI para racks da mesma dimensão, em especial para racks 4x4. Enquanto a deslocabilidade do rack 4x4 referente à análise avançada E.M5-máx é igual a 3,04, nos demais casos referentes a modelos reticulados ela é, na média, 1,92. Tendo em vista a pequena variação na capacidade de carga e o uso do mesmo valor  $\zeta$  da força nocional em todos os casos (1/240), conclui-se que esta diferença na deslocabilidade é decorrente da variação observada nos valores do parâmetro  $\tau_b$ . Como esperado, no modelo de maior deslocabilidade dos racks 4x4, observa-se a maior redução promovida por  $\tau_b$ , como mostra a Figura 7.49.

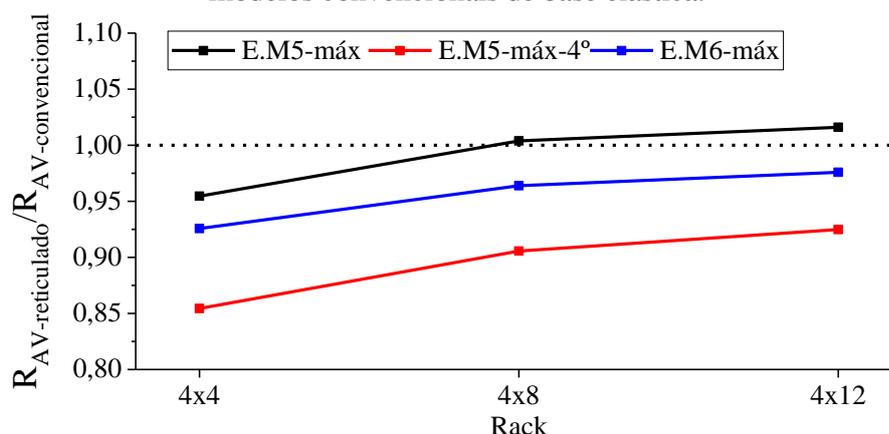
Por outro lado, a Figura 7.49 mostra que, no contexto dos racks cuja análise avançada foi efetuado por modelos reticulados, existe uma maior constância nos valores de deslocabilidade gerados pelas análises RMI. Ou seja, os valores de deslocabilidade máxima das análises RMI para os racks de 4x4 são todos similares, independentemente do tipo de imperfeição considerada na análise avançada. O mesmo ocorre nos racks 4x8 e 4x12. Dado que as variações de carregamento foram pequenas, como já comentado, conclui-se que esta similaridade ocorre devido à aplicação, em todos os modelos, do mesmo valor de força nocional ( $\zeta = 1,5\%$ ).

Nota-se, portanto, que o uso de uma redução dos valores de rigidez por meio de  $\tau_b$  faz com que a análise estrutural segundo o método da análise direta referente à análise E.M5-máx tenha uma deslocabilidade quase 2 vezes maior que a análise AISI referente ao modelo E.M5-máx-4°, por exemplo. Em contrapartida, os mesmos modelos, analisados agora segundo o RMI apresentam praticamente a mesma deslocabilidade. Isto é, o tipo de método adotado na análise, método do comprimento efetivo ou método da análise direta, instrui de formas diferentes o projetista quanto à deslocabilidade relativa entre estes dois modelos.

Analisando os modelos reticulados 4x4 E.M5-máx e E.M5-máx-4° ora sob uma análise de 1ª ordem e ora sob análise de 2ª ordem (a denominada “análise avançada”), o cálculo de  $u_2/u_1$  mostra que, em ambas análises, a máxima deslocabilidade ocorre no nível da primeira longarina e na primeira coluna. Destas análises, foram obtidas as deslocabilidades máximas de 1,77 e 1,33 para os modelos E.M5-máx e E.M5-máx-4°, respectivamente. Sendo assim, a deslocabilidade máxima obtida em E.M5-máx é, na verdade, 1,35 vezes superior à obtida em E.M5-máx-4°. Isto é, trata-se de um resultado intermediário entre os acusados pelo AISI e RMI. Porém, apesar de discrepante, a abordagem do método da análise direta apresenta caráter conservador, diferentemente do previsto pela ANSI/RMI MH16.1:2012.

Por fim, a Figura 7.50 mostra a comparação entre as capacidades últimas (R) obtidas pelas análises avançadas (AV) modeladas como modelos reticulados frente aos resultados dos modelos convencionais apresentados na Tabela 7.12 e na Tabela 7.15.

Figura 7.50 - Comparação entre as capacidades últimas (R) dos modelos reticulados e dos modelos convencionais de base elástica.



Fonte: próprio autor.

Tendo em vista que as variações observadas nos valores de capacidade última dos modelos reticulados, dada a mudança no projeto do rack de 4x4 para 4x8 ou 4x12, são de, no máximo, 3%, o comportamento observado na Figura 7.50 é devido, principalmente, à alteração nos valores de R

observada nos modelos convencionais. Variação esta que, assim como o elevado conservadorismo e deslocabilidade, mostra não ter correspondência direta com a situação real dadas as discrepâncias com os resultados dos modelos reticulados. Apesar disso, nota-se que a mudança de pórtico, de 4x4 para 4x12 provocou uma redução de mais de 8% na capacidade do pórtico modelado de forma convencional, fazendo com que sua previsão de capacidade fosse mais próxima das obtidas pelos modelos reticulados.

Assumindo a imperfeição definida pelo modo 5 parabólico, a Figura 7.50 mostra que, para os racks 4x8, a capacidade última prevista pelo modelo reticulado é praticamente a mesma que alcançada por meio do modelo convencional. Porém, tal constatação não representa uma garantia de que, para análises de grandes dimensões, os resultados dos modelos convencionais são adequados em termos de capacidade última. Pelo contrário, para a maior parte das imperfeições consideradas, mesmo para os racks de maiores dimensões (4x12), os modelos convencionais ainda assim superestimaram a capacidade de armazenamento do sistema, como mostra a Figura 7.50 para as imperfeições referentes ao modo 5 polinomial de 4º grau e modo 6 prismático.

De forma geral, a presente seção mostrou que, de fato, a facilidade e maior acurácia promovidas pelas abordagens segundo o método da análise direta superam o dimensionamento com base no método do comprimento efetivo previsto na norma de racks americana. Em termos da determinação dos esforços resistentes, os benefícios da utilização dos coeficiente  $K$  iguais a 1, oriundos do método da análise direta, somados às verificações dos modos de instabilidade local e distorcional, sem a necessidade de ensaios, promovida pelo MRD fazem as abordagens AISI-1 e AISI-2 se evidenciarem. Somado a estas facilidades, ressalta-se ainda a diminuição no nível de conservadorismo quando comparadas ao RMI-3. Além disso, em termos de análise estrutural, o estudo mostrou que a análise comparativa de racks avaliada por meio da deslocabilidade das estruturas é melhor efetuada por meio do método da análise direta.

Todavia, há algumas ressalvas importantes. O presente estudo alerta que o atual método da análise direta previsto na ANSI/AISI S100:2020 não mostra-se adequado para todos os modos de imperfeição típicos dos racks. Em especial, foi destacado o comportamento do modo 5, com variação polinomial de 4º grau em que, para racks menores (4x4) apresenta 3,4% contra-segurança, mostrando-se coerente apenas para a análise de racks 4x12. Outra questão trata-se da previsão do modo de falha promovido pelo método da análise direta atrelado ao atual MRD para perfis perfurados. Embora o modo de falha distorcional tenha sido o governante em grande parte dos modelos analisados, a abordagem AISI-1 foi incapaz de prevê-lo por meio da determinação de  $N_{c,Rk}$ .

### 7.3.4 Considerações finais

O presente capítulo permitiu a avaliação de abordagens de projeto baseadas no método da análise direta e no método do comprimento efetivo previstos na ANSI/AISI S100:2020 e ANSI/RMI MH16.1:2012, respectivamente, para diferentes projetos de racks avaliados na direção do corredor. Em resumo, foram avaliados 3 projetos de racks (4x4, 4x8 e 4x12), 3 modos de imperfeição local/localizada típicos da coluna estudada (modo 5 com variação polinomial de 2° e 4° graus e modo 6 prismático) considerando 2 níveis de amplitude (máxima e média, com sentido positivo e negativo), e 3 tipos de ligação de base (elástica, elasto-plástica e engastada). Destas análises, destacam-se as seguintes conclusões:

- i.* Quanto à aplicabilidade dos modelos reticulados, os valores da razão  $N/N_{yn}$  apresentados nas Tabelas 7.12 e 7.15 corroboram que a adoção da condição  $(A_{treliça}, A_{pórtico}) = (2,6; 6,5)$  mm<sup>2</sup> para os modelos reticulados foi adequada para a análise dos racks, tendo em vista que todos os valores  $N/N_{yn}$  foram superiores à 0,7.
- ii.* O tipo de efeito (restaurador ou desestabilizante) da imperfeição local/localizada não depende somente do modo de imperfeição, mas também de como esta imperfeição varia ao longo do comprimento da barra. Foi observado, como modo restaurador, o modo 5 parabólico e, para modos desestabilizantes, os modos 5 com variação polinomial de 4° grau e modo 6 prismático.
- iii.* O aumento da amplitude dos modos locais/localizados pode alterar o modo de falha da estrutura, como observado nos modelos E.M5-med e E.M5-máx. Além disso, a análise dos modelos E.M5-máx-4° e E.M5-máx-4°-neg mostra que o sentido da amplitude adotada modifica o sentido do modo de falha. Apesar destas diferenças nos modos de falha, as análises efetuadas com os racks 4x4 mostram que a adoção do valor e do sinal da amplitude não são críticos na determinação da capacidade última do rack. No caso, a característica das imperfeições locais/localizadas que mais afeta a capacidade última do rack é o comportamento da imperfeição ao longo do comprimento da barra, i.e., ao longo do eixo Y.
- iv.* O modo de falha das análises avançadas com base em modelos reticulados ocorreu, predominantemente, nas colunas dos racks por instabilidade à flexo-torção (FT) ou pelo modo distorcional (D), ou ainda pela combinação FT-D. Enquanto isso, nas análises avançadas convencionais, a falha ocorreu por instabilidade global do rack. Neste cenário, da mesma forma que a deslocabilidade das análises avançadas convencionais

foi maior que as observadas nos modelos reticulados, também foram superiores os valores de rotação nas ligações semirrígidas. Desta forma, enquanto a adoção do comportamento elasto-plástico provocou mudanças significativas nos resultados das análises avançadas convencionais, isto não ocorreu para as análises desenvolvidas com modelos reticulados. Ainda assim, a comparação entre os modelos R.M5-máx-4° e EP.M5-máx-4° esclarece a importância do conhecimento da rigidez elástica das ligações da base mesmo no modelos reticulados.

- v. Quanto às abordagens de projeto, a abordagem proposta por Yao e Rasmussen (2017b) mostrou-se mais vantajosa, pois prevê de forma mais adequada o modo de falha do rack, não gera respostas contra-segurança para nenhum dos tipos de imperfeição analisados e é mais prática de ser aplicada do que o método do comprimento efetivo, seja pela adoção do parâmetro  $K$  igual a 1 seja pela não necessidade de determinar o parâmetro  $Q$  experimentalmente. Além disso, a abordagem proposta por Yao e Rasmussen (2017b) mostrou-se adequada, inclusive, quando os racks são avaliados por  $K_z$  igual a 0,8.
- vi. Quanto à determinação de  $K_z$ , o estudo com os racks 4x4 mostrou que, para a abordagem AISI-1, o método da análise direta que prevê a adoção dos coeficientes  $K$  iguais a 1, além de propiciar maior facilidade na determinação dos esforços resistentes, de fato, recupera de forma mais adequada o comportamento mecânico dos racks.
- vii. Tão relevante quanto a escolha do método de projeto, mostrou-se a metodologia utilizada para a determinação da capacidade última do rack. Se esta metodologia é baseada em análises avançadas convencionais efetuadas com base em EFs de pórtico, os resultados superestimam a estrutura em termos de capacidade última. Desta forma, os resultados das abordagens de projeto AISI-1, AISI-2 e RMI-3, oriundos das análises convencionais, apresentaram níveis expressivos de deslocabilidade lateral dos racks e de conservadorismo em termos das expressões M-N. Este excesso de conservadorismo mostrou-se mais prejudicial nos racks 4x4 que consideraram o modo 5 polinomial de 4° grau e nas análises efetuadas com  $K_z$  igual a 0,8. Nestes casos, enquanto os modelos convencionais atestam a adequabilidade da AISI-1, na verdade, tal abordagem leva a projetos contra-segurança.
- viii. A comparação entre os racks 4x4, 4x8 e 4x12 mostrou que o aumento do número de baias provoca: a diminuição da capacidade resistente do pórtico; alterações nas expressões de interação M-N; e, ainda, mudanças no modo de falha observados na análise avançada (AV) dos modelos reticulados. Além disso, foi observada uma relação entre as mudanças observadas nos modos de falha e nos valores R e M-N. Por exemplo,

modelos de análise avançada que apresentam maiores participações de modos distorcionais em sua falha promovem as menores variações da capacidade do sistema e maiores variações nos valores de M-N, dado o aumento no número de baias.

Desta forma, o presente capítulo mostrou a importância de se efetuar análises numéricas avançadas de perfis formados a frio que permitam a consideração de falhas locais e distorcionais de instabilidade e, para tal, a utilização dos modelos reticulados mostrou-se promissora. Além disso, foi atestada também a importância em se considerar a interação de tais modos com os modos globais de instabilidade na determinação dos esforços resistentes de cálculo à compressão. Neste contexto, ganha destaque a abordagem baseada no método da análise direta atrelada ao MRD de perfis perfurados proposto por Yao e Rasmussen (2017b). Garantindo níveis de conservadorismo inferiores à abordagem vigente pela ANSI/RMI MH16.1:2012, a consideração da interação entre os modos global e distorcional leva à adequada previsão dos modos de falha da estrutura e garante que o método da análise direta não seja contra-segurança para nenhum tipo de imperfeição geométrica inicial considerado.



## 8 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

O presente estudo apresentou uma investigação experimental e numérica do comportamento mecânico global de estruturas porta-paletes avaliadas na direção do corredor e de seus principais componentes: colunas, longarinas e ligações BCC. Tais investigações visaram, principalmente, avaliar a adequabilidade dos procedimentos normativos vigentes aplicados às estruturas porta-paletes, em especial, com base no método da análise direta previsto na ANSI/AISI S100:2020. Diferentemente das atuais análises efetuadas acerca do tema, e visando uma adequada avaliação dos procedimentos de norma, o presente estudo:

- Empenhou-se em efetuar uma fiel caracterização experimental não somente do material dos elementos estruturais envolvidos, como também das imperfeições geométricas iniciais típicas de racks. Para tal, foram extraídos corpos-de-prova das colunas nas regiões planas e de dobras do perfil das colunas, como também foi desenvolvido um novo método de medição capaz de promover a completa caracterização geométrica dos perfis, atual objeto de patente em submissão;
- Propôs a aplicação de uma metodologia numérica baseada em modelos reticulados para o desenvolvimento de análises avançadas de PFF a fim de reduzir o custo computacional e permitir a avaliação dos efeitos dos modos de imperfeição à nível da seção transversal como também considerar modos de instabilidade locais e distorcionais em pórticos 4x4, 4x8 e 4x12.

Neste contexto, o presente capítulo elenca as principais conclusões obtidas durante o desenvolvimento do estudo categorizadas acerca da análise experimental desenvolvida no Capítulo 6, da validação do modelo reticulado (seção 7.2), e, por fim, da aplicabilidade das normas de projeto no contexto das estruturas porta-paletes, i.e., referente às análises da seção 7.3.

*Acerca da análise experimental:*

- i.* Como esperado, a caracterização do material utilizando corpos-de-prova de regiões curvas atestou um aumento significativo das resistências ao escoamento e à ruptura como também uma perda expressiva na ductilidade do material. Neste sentido, a recomendação da ANSI/AISI S100:2020 para a resistência ao escoamento do aço modificada pôde ser adotada nas análises numéricas referentes às análises estruturais

dos procedimentos de norma. Por outro lado, as curvas verdadeiras médias tensão-deformação referentes às regiões planas e curvas foram adotadas para as análises avançadas efetuadas por meio dos modelos reticulados;

- ii.* A caracterização geométrica promovida pelo método proposto de medição óptica mostrou-se confiável e adequado para a inspeção dos perfis analisados tendo em vista os erros na ordem de milésimos de milímetros e centésimos de grau. Além disso, a aplicação do método ao torno mecânico do Laboratório de Processos de Fabricação LAMAFE da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo mostrou-se fundamental para permitir a caracterização tridimensional de colunas de 300 à 2400 mm.
- iii.* A aplicação da GBT à nuvem de pontos obtida de cada uma das 24 colunas medidas juntamente com ferramentas de análise de dados, como a PCA, identificaram os modos GBT distorcionais 6, 5 e 9 como de maior importância para a correta caracterização do campo de imperfeições geométricas iniciais das colunas estudadas.
- iv.* O estudo das imperfeições geométricas iniciais apontou similaridades nos resultados de imperfeição geométrica em termos de participação modal e comportamento das amplitudes ao longo do comprimento da barra. Tais similaridades refutam, portanto, a ideia de que tais imperfeições têm caráter puramente aleatório.
- v.* Como esperado, o estudo experimental de colunas à compressão centrada mostrou a dependência do comportamento mecânico destas estruturas com o campo de imperfeições medido. Tal dependência foi atestada não somente na variação da capacidade última das barras como também em seu modo de falha. Enquanto o modo de imperfeição geométrica inicial afeta significativamente o modo de falha de colunas mais curtas (600 mm), para barras mais esbeltas (1200 e 2400 mm), o efeito das imperfeições é atestado na capacidade última das colunas.
- vi.* Quanto à conformidade dos procedimentos normativos, a análise das colunas isoladas avaliadas experimentalmente mostra a falta de conformidade da atual versão do MRD da ANSI/AISI S100:2020 para perfis perfurados em especial para as colunas cuja falha é comandada pela interação entre os modos distorcional e global. Nestes casos, as previsões do MRD de Yao e Rasmussen (2017b) e do método do comprimento efetivo do RMI mostram-se mais adequadas.
- vii.* Diferentemente dos ensaios à compressão, os ensaios das colunas à flexão atestam que o campo de imperfeições geométricas iniciais não apresenta influência expressiva no

comportamento mecânico dos elementos estruturais, seja em termos de capacidade última ou de modo de falha.

- viii.* Quanto às longarinas à flexão, a análise experimental atestou que a falha do elemento foi comandada por fenômenos de plasticidade na região de aplicação do carregamento, tendo em vista que a média dos valores de momento fletor máximo foi apenas 6% inferior ao momento de plastificação da seção, considerando-a como retangular com espessura de mesas igual a 3 mm e da alma 1,5 mm. Desta forma, a análise das longarinas permitiu concluir que:
- A seção composta da longarina, de fato, se comporta como uma seção composta, inibindo possíveis modos locais e/ou distorcionais de cada perfil C constituinte;
  - A longarina pode, por simplicidade, ser considerada como uma seção transversal tubular retangular com espessura de mesas igual a 3 mm e da alma 1,5 mm;
  - A modelagem destes elementos com EFs de pórtico é válida visto que modos locais não são governantes.
- ix.* Quanto a análise das ligações BCC, a instrumentação adotada foi essencial para a correta caracterização da curva momento-rotação do sistema como também a obtenção do centro de rotação da longarina.
- x.* Em todos os ensaios realizados, com e sem parafuso frontal, a folga das ligações não foi capaz de alterar significativamente o trecho inicial dos diagramas momento-rotação das ligações. Porém, para os modelos com parafuso frontal, tais folgas são diminuídas, como é melhor observado a partir do comportamento do centro de giro ao longo do ensaio. Centro de giro que, como esperado, muda de posição durante o ensaio.
- xi.* A diferença entre os modelos com e sem o parafuso frontal não foi significativa para o comportamento do sistema até sua falha. Diferentemente dos ensaios efetuados apenas com o pino de segurança, a presença do parafuso promove uma capacidade resistente extra após a falha do sistema, devido ao mecanismo de falha adicional correspondente à plastificação do parafuso. Além disso, foram observados pontos de esmagamento dos furos da coluna para os casos de modelos com o uso do parafuso frontal.

Dadas as conclusões acima, a análise experimental dos principais componentes dos porta-paletes – colunas, longarinas e ligações BCC – mostrou-se determinante não somente para a correta validação do modelo reticulado proposto como também para a fiel caracterização dos efeitos desestabilizantes na análise avançada dos racks.

*Acerca da modelo reticulado:*

- xii.** A validação da análise avançada efetuada primeiramente no contexto de perfis compactos e, posteriormente, considerando as particularidades dos PFF foi fundamental para a confiabilidade desta análise como modelo referência. Enquanto a validação da etapa I limitou-se à verificações do comportamento mecânico frente à expressão normativa de interação M-N ou comparações com pórticos de calibração da literatura, a etapa II foi fundamentada nos resultados experimentais dispostos nas seções 6.2 e 6.3;
- xiii.** O estudo paramétrico efetuado para cada comprimento de coluna para os casos de compressão centrada e flexão simples não permitiram identificar apenas 1 ponto ótimo que representasse a capacidade última da estrutura. Na verdade, foram definidas regiões ótimas para cada comprimento de coluna que mostram-se próximas quando o modo de falha é similar. Desta forma, para ambas as situações de carregamento, compressão centrada ou flexão pura, foi desenvolvida também uma validação em termos de modos de falha.
- xiv.** A validação do modelo reticulado mostrou ser dependente não somente do tipo de modo de falha governante como também do nível de flexão atuante na estrutura;
- xv.** A adoção de uma malha estruturada foi capaz de promover uma uniformidade para a validação. Ou seja, a validação efetuada para um comprimento específico mostrou ser adequada para colunas de comprimentos diferentes, desde que seus modos de falha sejam governados pelo mesmo modo de instabilidade e o tipo de sollicitação seja similar. Tal similaridade pode ser atestada pelo parâmetro  $N/N_{yn}$ .
- xvi.** Foram obtidos dois pontos ótimos da validação dos modelos reticulados. O primeiro, referente à coluna cuja razão  $N/N_{yn}$  é igual ou superior à 0,7. Trata-se da validação definida por  $A_{treliça}$  e  $A_{pórtico}$  iguais a 2,6 e 6,5 mm<sup>2</sup>, respectivamente. Em contrapartida, para as barras cujo  $N/N_{yn}$  é próximo de zero, i.e., casos de flexão pura, o ponto ótimo da validação foi  $(A_{treliça}, A_{pórtico}) = (2,6; 9,7)$  mm<sup>2</sup>. Sendo assim, para o modelo reticulado proposto, o valor de  $A_{treliça}$  igual a 2,6 mm<sup>2</sup> mostrou-se adequado para representar o comportamento das colunas, desde que o valor de  $A_{pórtico}$  seja definido pela região ótima em questão, que é função do comprimento da barra e do tipo de esforço predominante. No caso, tais resultados são ótimos para as colunas de comprimento 1200 mm.

**xvii.** O evidente o benefício do uso do modelo reticulado foi atestado pela comparação entre o tempo de processamento da análise de uma coluna de 600 mm modelada por meio ora de EFs de casca e ora de EFs sólidos, como também por meio do modelo reticulado definido pela medição n60. A adoção de EFs sólidos tetraédricos de 4 mm de tamanho máximo e a adoção de EFs de casca de 2 mm de tamanho máximo exigiram, cada qual, o uso de quase 10 vezes mais elementos finitos em comparação ao modelo reticulado, refletindo em um tempo de processamento de, aproximadamente, 10 a 15 vezes maior (referente aos modelos convencionais em EFs de casca e sólido, respectivamente). A redução do custo computacional mostrou não ser decorrente somente da substituição dos EFs de casca ou sólidos por EFs unidimensionais, mas também do nível de discretização requerido.

*Acerca da análise dos procedimentos normativos aplicados aos racks:*

- xviii.** A comparação dos valores de capacidade de carga, dados em termos da resultante R, entre os modelos reticulados considerando as imperfeições e os modelos perfeitos permitiu atestar suas características desestabilizantes ou restauradoras. Desta comparação, conclui-se que a adoção do modo 5 com variação parabólica agrega efeitos restauradores ao rack. Em contrapartida, o mesmo tipo de imperfeição variando de forma polinomial de 4º grau apresenta efeito desestabilizante tal como observado para os modelos E.M6-máx.
- xix.** A amplitude máxima considerada para as imperfeições, tal como o sinal desta amplitude, foi capaz de alterar o modo de falha da estrutura. Todavia, em termos de capacidade última, não foram observadas alterações significativas. Em contrapartida, a consideração de como o modo de imperfeição varia ao longo do comprimento da barra mostra-se fundamental. A consideração indevida desta variação pode levar o projetista a utilizar uma abordagem de cálculo insegura (AISI-1), prevendo, portanto, uma capacidade de carga superdimensionada.
- xx.** Todavia, o modo de falha da estrutura mostrou-se dependente não somente das imperfeições, mas também da dimensão do rack. Racks maiores (com um maior número de baias) são sujeitos à maior deslocabilidade lateral que tem relação direta com o tipo de falha da coluna. Falhas tipicamente distorcionais (rack 4x4 E.M5-máx) passam a conter participações de modos globais dado o incremento do número de baias, como observado no rack 4x12 E.M5-máx.

- xxi.** O comportamento da ligação da base mostrou-se essencial para as análises convencionais, em concordância às constatações de Baldassino e Bernuzzi (2000). Tendo em vista que as análises convencionais não consideram modos distorcionais de falha, a ruína provocada pela instabilidade global do pórtico levam a elevados níveis de deslocabilidade, e, conseqüentemente, a ligação da base deixa de operar em regime elástico. Em contrapartida, quando análises estruturais mais sofisticadas são efetuadas, que permitam a falha dos elementos estruturais por meio de instabilidades locais e/ou distorcionais, o comportamento desta ligação não se mostrou determinante. Entretanto, mesmo para modelos reticulados, é atestada a importância do conhecimento da rigidez elástica da ligação da base, tendo em vista que a simplificação em se adotar bases engastadas nem sempre condiz a resultados a favor da segurança, como alertado para o caso EP.M5-máx-4°.
- xxii.** Dentre as abordagens de projeto analisadas, as expressões de interação M-N referentes a abordagem AISI-1 são sempre inferiores à AISI-2 e ambas inferiores à abordagem RMI-3. Se, por um lado, constata-se a falta de eficiência na abordagem prevista pela ANSI/RMI MH16.1:2012 devido ao elevado conservadorismo e à necessidade do uso dos parâmetros  $K$  e  $Q$ ; por outro, o método da análise direta vigente na ANSI/AISI S100:2020 mostra-se deficiente em alguns aspectos. A abordagem AISI-1 com base no MRD mostrou-se contra-segurança para os modelos que consideraram o modo de imperfeição geométrica inicial definido pelo modo GBT 5 com variação polinomial de 4°, em especial para os racks de menores dimensões (4x4 e 4x8). Porém, é importante ressaltar que tais resultados são os obtidos a partir da adoção de  $K_z$  igual a 1 no método da análise direta. Apesar de permitido pela ANSI/AISI S100:2020, o uso de  $K_z$  diferentes da unidade, além de ir contra à facilidade proposta pela filosofia do método da análise direta, gera resultados ainda mais contra-segurança. Além disso, conforme o MRD previsto na ANSI/AISI S100:2020, a força axial de compressão resistente é governada pelo modo global de flexo-torção em todas as análises efetuadas com e sem modos de imperfeição e modeladas de forma convencional ou utilizando modelos reticulados. No entanto, na verdade, o modo de falha distorcional está sempre presente quando se considera os modos de imperfeição analisados nos modelos reticulados. Neste contexto, a abordagem proposta por Yao e Rasmussen (2017b) mostra-se mais vantajosa, pois prevê de forma mais confiável o modo de falha do rack, assim como observado na análise experimental das colunas sob compressão centrada. Além disso, a abordagem AISI-2 não gerou respostas contra-segurança para os racks

analisados. Por fim, a abordagem AISI-2 apresenta a praticidade do método da análise direta, no sentido da adoção do parâmetro  $K$  igual a 1, atrelada à praticidade do MRD, eliminando a necessidade de determinação do parâmetro  $Q$  experimentalmente.

- xxiii.** A comparação das análises avançadas efetuadas com base nos modelos reticulados frente às análises convencionais mostra que a realização de análises avançadas de racks desconsiderando imperfeições geométricas iniciais locais/localizadas reais, bem como os modos de falha distorcionais, é preocupante. A metodologia baseada somente em EFs de pórtico superestima a estrutura em termos de capacidade tendo em vista que são negligenciadas as deformações de segunda ordem adicionais referentes aos modos local e distorcional que provocam a perda da rigidez das colunas, similarmente ao atestado por Trouncer e Rasmussen (2016b) para análises GNA. Consequentemente, as deslocabilidades acusadas pelos métodos de projeto mostram-se elevadas, assim como também o nível do conservadorismo das normas de projeto, sendo que, na verdade este excesso de conservadorismo é irreal. Este excesso de conservadorismo mostrou-se mais prejudicial nos racks 4x4 que consideraram o modo 5 polinomial de 4º grau e nas análises efetuadas com  $K_z$  igual a 0,8. Nestes casos, enquanto os modelos convencionais atestam a adequabilidade da AISI-1, na verdade, tal abordagem leva a projetos contra-segurança. Além disso, o aumento do número de baias de 4 para 8 e 12 prevê, por meio desta metodologia simplificada, reduções excessivas na capacidade de carga da estrutura.
- xxiv.** A análise dos modelos 4x4, 4x8 e 4x12 mostrou que o aumento do número de baias de 4 para 8 e 12 (racks 4x4, 4x8 e 4x12, respectivamente) provocou a diminuição da capacidade resistente do rack; alterações nas expressões de interação M-N das abordagens AISI-1, AISI-2 e RMI-3; e, ainda, mudanças no modo de falha observados na análise avançada dos modelos reticulados. As maiores variações de capacidade última devido ao aumento do número de baias ocorreram justamente para os casos em que foram observadas as mínimas variações das expressões de interação M-N. Tratam-se dos modelos cuja ruína da análise avançada é caracterizada por elevada participação do modo global de flexo-torção e pequena ou mínima contribuição do modo distorcional. Por outro lado, as menores variações de capacidade última devido ao aumento do número de baias ocorreram concomitantemente com as maiores variações das expressões de interação M-N. Tratam-se dos modelos cuja ruína da análise avançada é governada pelo modo distorcional.

**xxv.** Em resumo, definida a importância de uma análise estrutural robusta que considere os modos de falha distorcionais na análise do rack, o estudo dos racks 4x4, 4x8 e 4x12 mostrou:

- A importância de se considerar adequadamente o modo de imperfeição atuante na estrutura, tendo em vista a variação do valor da capacidade resistente causada pela mudança no campo de imperfeição. A consideração indevida da variação da amplitude da imperfeição local/localizada ao longo da barra pode levar o projetista a utilizar uma abordagem de cálculo insegura (AISI-1), prevendo, portanto, uma capacidade de carga superdimensionada de quase 350 kg, como observado na análise dos modelos E.M5-máx E.M5-máx-4°;
- A importância de se avaliar os racks com a dimensão correta que se planeja instalar a estrutura. Apesar da capacidade de carga variar, em alguns casos, de forma tímida, a abordagem vigente na ANSI/AISI S100:2012 se comporta de maneira diferente. Enquanto, para racks de grandes dimensões, o método da análise direta atrelado ao MRD vigentes na ANSI/AISI S100:2020 leva a uma abordagem segura e precisa (M-N igual a 0,991999 para rack 4x12 E.M5-máx-4°), para racks menores, tal abordagem mostra-se contra-segurança;
- Que o tipo de falha da estrutura determina o nível de variação esperado para a capacidade de carga e para as expressões de interação M-N, dada a variação no número de baias do rack. Racks que falham predominantemente pelo modo de flexo-torção tendem a prover uma menor capacidade de carga com o aumento do número de baias, porém sem mudanças significativas no comportamento das normas de projeto. Em contrapartida, racks que falham com grande participação de modos distorcionais, não promovem grandes mudanças em termos de capacidade de carga, dado o incremento de baias. Porém, nestes casos, mudanças significativas ocorrem nas normas de projeto, em especial no método da análise direta. Neste sentido, o conhecimento da configuração de imperfeição atuante na estrutura é fundamental tendo em vista sua influência no modo de falha da estrutura.
- A discussão acerca do efeito P- $\Delta$  a partir da máxima razão  $u_2/u_1$  efetuada pelas abordagens do método do comprimento efetivo e por meio do método da análise direta pode levar a conclusões distintas acerca da classificação da estrutura, principalmente devido ao efeito do parâmetro  $\tau_b$  nas análises estruturais segundo

a ANSI/AISI S100:2020. Apesar de distintas, o método da análise direta leva à conclusões conservadoras, enquanto que a previsão da ANSI/RMI MH16.1:2012 apresentou um caráter contra-segurança nesta questão.

Tendo em vista a influência dos modos de imperfeições locais/localizadas nas estruturas porta-paletes, torna-se imprescindível que os métodos de projeto sejam revistos a fim de que a consideração destas imperfeições possa ser efetuada de forma adequada na análise estrutural, seja por meio de métodos simplificados como carregamentos equivalentes ou diretamente. Neste último caso, avanços tais como a automatização de módulos para geração de imperfeições geométricas que possam ser incorporados em *softwares* comerciais de análise estrutural mostram-se promissores, como já recomendado por Rasmussen e Gilbert (2013).

Em contrapartida, mantendo-se as recomendações atuais normativas do método da análise direta, mostra-se essencial a adoção do método de cálculo de esforços resistentes à compressão proposto por Yao e Rasmussen (2017b), tanto para barras isoladas quanto para a análise global de racks. Além de ser coerente com o modo de falha da estrutura, predominantemente provocado por uma interação global-distorcional, o método promove resultados da expressão de interação sempre maiores que 1 e com um conservadorismo ainda reduzido em comparação às recomendações do RMI. Quanto à análise estrutural, o método da análise direta também apresenta vantagens frente à proposta pela ANSI/RMI MH16.1:2012, principalmente, em termos de deslocabilidade.

Desta forma, o presente estudo evidencia a aplicabilidade do método da análise direta para o dimensionamento de racks segundo a ANSI/AISI S100:2020, utilizando o Método da Resistência Direta para a determinação dos esforços resistentes das colunas perfuradas. Neste sentido, indica-se a substituição do procedimento de cálculo de esforços resistentes à compressão vigente pelo MRD proposto por Yao e Rasmussen (2017b).

## 8.1 Sugestões para trabalhos futuros

Baseado nos resultados obtidos no presente estudo, as seguintes recomendações para estudos futuros são indicadas:

*Quanto ao desenvolvimento do modelo reticulado:*

- i.* Avaliação experimental da condição de flexo-compressão das colunas de racks a fim de avaliar se as seções transversais validadas para os EFs de treliça e de pórtico nos casos de compressão centrada e flexão simples são adequadas para representar o modelo reticulado sob ação conjunta destes esforços para casos em que  $N/N_{yn}$  pertence ao intervalo ]0; 0,7[.
- ii.* Desenvolvimento teórico da validação do modelo reticulado de elementos estruturais sujeitos a fenômenos de instabilidade globais, locais e distorcionais.

*Quanto a melhorias da análise avançada:*

- iii.* Efetuar a medição das imperfeições geométricas iniciais de falta de prumo de estruturas porta-paletes em campo assim como efetuar a caracterização geométrica das colunas e longarinas após montagem.
- iv.* Promover a medição das tensões residuais das colunas e longarinas, por exemplo, com o uso de equipamentos de difração de raios X.

*Quanto aos métodos de projeto:*

- v.* Promover ferramentas que permitam a análise de estabilidade de perfis perfurados de forma menos onerosa do que a promovida pelo MEF para a determinação de tensões críticas elásticas relativas aos modos de instabilidade local e distorcional.
- vi.* Avaliar a adequabilidade do uso de valores de rigidez secante na análise estrutural a fim de caracterizar o comportamento das ligações semirrígidas dos racks.
- vii.* Propor alterações no método da análise direta a fim de que os efeitos provocados pelas imperfeições locais/localizadas típicas de racks sejam contemplados na etapa da análise estrutural.
- viii.* Promover um amplo estudo experimental das ligações de base típicas de racks a fim de propor uma correlação entre elas e os parâmetros  $K_z$ .

## REFERÊNCIAS

ALVARENGA, A.R., SILVEIRA, R.A.M. A configuração geométrica inicial na análise avançada de portais planos de aço, **REM R. Esc. Minas**, Ouro Preto, v.59, n.2, p. 185-197, 2006.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). **Manual of Steel Construction – Load and Resistance Factor Design**. 1994.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). **Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings**. 1936.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). **Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings**. Nova Iorque, 1961.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). **Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings**. Nova Iorque, 1963.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). **ANSI/AISC 360**. Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, Illinois, 2005.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). **ANSI/AISC 360**. Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, Illinois, 2010.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). **ANSI/AISC 360**. Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, Illinois, 2016.

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE (AISI). **ANSI/AISI S100**. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. Washington, D.C., 2007.

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE (AISI). **ANSI/AISI S100**. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. Washington, D.C., 2012.

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE (AISI). **ANSI/AISI S100**. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. Washington, D.C., 2016 Edition (Reaffirmed 2020), 2020.

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE (AISI). **ANSI/AISI S902**. Stub-Column Test Method for Effective Area of Cold-Formed Steel Columns. Washington, D.C., 2013.

AMERICAN NATIONAL STANDARDS INSTITUTE (ANSI). **ANSI/ASME B89.4.1**. Methods for Performance Evaluation of Coordinate Measuring Machines, The American Society of Mechanical Engineers, 1997.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE). **Effective Length and Notional Load Approaches for Assessing Frame Stability**: Implications for American Steel Design, Task Comitee on Effective Length, ASCE, New York, N.Y., 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14762**: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14762**: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 15524-1**: Sistemas de armazenagem. Parte 1: Terminologia. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 15524-2**: Sistemas de armazenagem. Parte 2: Diretrizes para o uso de estruturas tipo porta-paletes seletivos. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8800**: Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios (método dos estados limites). Rio de Janeiro: ABNT, 1986.
- AUSTRALIAN STANDARD (AS). **4084 Steel Storage Racking**, Sydney, 1993.
- AUSTRALIAN STANDARD (AS). **4084 Steel Storage Racking**, Sydney, 2012.
- BAJORIA, K.M., TALIKOTI, R.S. Determination of flexibility of beam-to-column connectors used in thin walled cold-formed steel pallet racking systems, **Thin-Walled Structures**, v. 44, n. 3, p. 372-380, 2006.
- BALDASSINO, N., BERNUZZI, C. Analysis and behaviour of steel storage pallet racks. **Thin-Walled Structures**, v. 37, p. 277-304, 2000.
- BALDASSINO, N., BERNUZZI, C., DI GIOIA, A., SIMONCELLI, M. An experimental investigation on solid and perforated steel storage racks uprights, **Journal of Constructional Steel Research**, v.155, p. 409-425, 2019.
- BALDASSINO, N., ZANDONINI, R. Design by testing of industrial racks. **Advanced Steel Construction**, v.7, n.1, p. 27-47, 2011.
- BALDASSINO, N., ZANDONINI, R., Performance of Base-plate Connections of Steel Storage Pallet Racks. In: Proceedings of Fifth International Conference on Coupled Instabilities in Metal Structures (CIMS2008), Gregory J. Hancock Symposium, **Proceedings...Sydney, Australia**, 2008.
- BATISTA, E.M. Effective section method: A general direct method for the design of steel cold-formed members under local–global buckling interaction, **Thin-Walled Structures**, v.48, p. 345-356, 2010.
- BEALE, R.G.,GODLEY, M.H.R. Sway buckling of down-aisle, spliced, unbraced pallet rack structures, **Steel and Composite Structures**, v.3, n.5, p. 307-320, 2003.
- BERNUZZI, C., DRASKOVIC, N., SIMONCELLI, M. European and United States approaches for steel storage pallet rack design. Part 2: Practical applications, **Thin-Walled Structures**, v.97, p.321-341, 2015.
- BERNUZZI, C., GOBETTI, A., GABBIANELLI, G., SIMONCELLI, M. Unbraced pallet rack design in accordance with European practice – Part 1: Selection of the method of analysis, **Thin-Walled Structures**, v.86, p. 185-207, 2015a.

- BERNUZZI, C., GOBETTI, A., GABBIANELLI, G., SIMONCELLI, M. Unbraced pallet rack design in accordance with European practice – Part 2: Essential verification checks, **Thin-Walled Structures**, v.86, p. 208-229, 2015b.
- BONADA, J., CASAFONT, M., ROURE, F., PASTOR, M.M. Selection of the initial geometrical imperfection in nonlinear FE analysis of cold-formed steel rack columns, **Thin-Walled Structures**, v.51, p. 99-111, 2012.
- BONADA, J., PASTOR, M.M., ROURE, F., CASAFONT, M. Distortional Influence of Pallet Rack Uprights Subject to Combined Compression and Bending, **Structures**, v.8, p. 275-285, 2016.
- BONADA, J., PASTOR, M.M., ROURE, F., CASAFONT, M. Influence of the cold work effects in perforated rack columns under pure compression load, **Engineering Structures**, v.97, p. 130-139, 2015.
- BRANQUINHO, M.A., VIEIRA JR., L.C.M., MALITE, M. Efeito das imperfeições geométricas na análise de estabilidade de porta-paletes seletivos irregulares. In: CONSTRUMETAL 2019, 2019, São Paulo, Brasil, **Proceedings...São Paulo**, 2019a.
- BRANQUINHO, M.A., VIEIRA JR., L.C.M., MALITE, M. Stability analysis of unbraced steel storage racks: discussions and alternatives. In: SSRC ANNUAL STABILITY CONFERENCE, 2019, Saint Louis, Missouri, USA, **Proceedings...Missouri**, 2019b.
- BRITISH STANDARD (BS). **EN 15512**: Steel static storage systems – Adjustable pallet raking systems – Principles for structural design. Londres, 2009.
- CAI, J. **Buckling Cracker**. 2014. Disponível em: <<http://www.moen.cee.vt.edu/category/tools/>>. Acesso em: 4 Out. 2016. Software.
- CAI, J., MOEN, C. D. Automated buckling mode identification of thin-walled structures from 3D finite element mode shapes or point clouds. In: ANNUAL STABILITY CONFERENCE STRUCTURAL STABILITY RESEARCH COUNCIL, 2015, Nashville, Tennessee. **Proceedings...** Nashville: SSRC, 2015. p. 1-18.
- CARDOSO, F. M. H. S. **System Reliability-based Criteria for Designing Cold-formed Steel Structures by Advanced Analysis**. Tese (Doutorado) - The University of Sydney, Sydney, Austrália, 2016.
- CHEN, W.F., TOMA, S. **Advanced Analysis of Steel Frames: Theory, Software, and Applications**. CRC Press, Inc., 1994.
- COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION (CEN). **EN 15512**: Steel static storage systems – Adjustable pallet raking systems – Principles for structural design. CEN, 2009.
- COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION (CEN). EN 1993-1-1. **Eurocode 3**: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN, 2005.
- COWPER, G.R. The Shear Coefficient in Timoshenko's Beam Theory, **Journal of Applied Mechanics**, p.335-340, 1966.
- CUI, X., XUE, Z., PEI, Y., FANG, D. Preliminary study on ductile fracture of imperfect lattice materials, **International Journal of Solids and Structures**, v. 48, p. 3453-3461, 2011.
- DÓRIA, A.S. **Análise da estabilidade de pórticos planos de aço com base no conceito de forças horizontais fictícias**. 2007.107 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

- DÓRIA, A.S., MALITE, M., VIEIRA JR., L.C.M. On Frame Stability Analysis. In: SSRC ANNUAL STABILITY CONFERENCE, 2013, Saint Louis, Missouri, USA, **Proceedings...**Missouri, 2013.
- DUAN, L., CHEN, W.F. Design interaction equation for steel beam-columns, **Journal of Structural Engineering**, v. 115, n.5, p.1225-1243, 1989.
- ELIAS, G.C., NEIVA, L.H.A., SARMANHO, A.M.C., ALVES, V.N., CASTRO, A.F.B. Ultimate load of steel storage systems uprights, **Engineering Structures**, v.170, p.53-62, 2018.
- FEDERATION EUROPEENNE DE LA MANUTENTION (FEM). **10.2.02**. Section X. The design of static steel pallet racking, Racking Design Code, 2001.
- FERRAZ, A.M. **Procedimento de Calibração Indireta para Máquinas de Medir a Três Coordenadas**. São Carlos, 2005. 161 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.
- GALAMBOS, T. V., KETTER, R. L. Columns under combined bending and thrust, **Proc. ASCE**, 85 (EM2), p.1, 1959.
- GEUZAIN, C., REMACLE, J.-F. Gmsh: a three-dimensional finite element mesh generator with built-in pre- and post-processing facilities. **International Journal for Numerical Methods in Engineering**, 79(11), 1309-1331, 2009.
- GMSH. Free program available in < <http://gmsh.info/> >.
- GODLEY, M.H.R., BEALE, R.G., FENG, X. Rotational stiffnesses of semi-rigid baseplates, Fourteenth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, St. Louis, Missouri U.S.A., October 15-16, p. 323-334,1998.
- HANCOCK, G. J. Distortional Buckling of Steel Storage Rack Columns, **Journal of Structural Engineering**, v. 111, n.12, p. 2770-2783, 1985.
- HANCOCK, G. J., KWON, Y. B., BERNARD, E. S. Strength Design Curves for Thin-Walled Sections Undergoing Distortional Buckling, **Journal of Constructional Steel Research**, v. 31, p. 169-186, 1994.
- HIBBITT, KARLSSON, SORENSON INC. ABAQUS/CAE User's Guide, 2015.
- HRENNIKOFF, A. Solution of Problems of Elasticity by the Framework Method, **Journal of Applied Mechanics**, v. 8, n. 4, p. 169-175, 1941.
- INMETRO. **JCGM 104**: Avaliação de dados de medição – Uma introdução ao “Guia para a expressão de incerteza de medição” e a documentos correlatos – INTROGUM 2009, Rio de Janeiro, 2009.
- JOHNSON, C.G., JAIN, U., HAZEL, A.L., PIHLER-PUZOVIĆ, D., MULLIN, T. On the buckling of an elastic holey column, **Proc. R. Soc. A**, 2017.
- KANCHANALAI, T. The design and behavior of beam-columns in unbraced steel frames, **CESRL REPORT NO. 77-2**, Department of Civil Engineering, The University of Texas at Austin, 1977.
- KANCHANALAI, T., LU, L.W. Analysis and design of framed columns under minor axis bending, **Eng., J. Am. Inst. Steel Constr.**, pp.29-41, 1979.

- KEY, P., HANCOCK, G.J. A Theoretical Investigation of the Column Behaviour of Cold-Formed Square Hollow Sections, **Thin-Walled Structures**, v. 16, p. 31-64, 1993.
- LAMA-SALOMON, A., TAO, F., CAI, J., MOEN, C.D. Buckling mode identification for a cold-formed steel column experiment with 3D image-based reconstruction. In: SSRC ANNUAL STABILITY CONFERENCE, 2015, Nashville, Tennessee. **Proceedings...Tennessee**, 2015.
- LAVALL, A.C.C., SILVA, R.G.L., COSTA, R.S., FAKURY, R.H. Análise avançada de pórticos de aço conforme as prescrições da ABNT NBR 8800:2008, **Revista da Estrutura de Aço**, v.2, n.3, p. 146-165, 2013.
- MALECK, A.E., WHITE, D.W. Direct analysis approach for the assessment of frame stability: verification studies. In: Proceedings of the Annual Technical Session and Meeting, Structural Stability Research Council, Baltimore, MD, **Proceedings...Baltimore**, 2003.
- MARKAZI, F.D., BEALE, R.G., GODLEY, M.H.R. Experimental Analysis of Semi-Rigid Boltless Connectors, **Thin-Walled Structures**, v.28, n.1, p.57-87, 1997.
- MOEN, C.D. **Direct strength design for cold-formed steel members with perforations**. Tese (Doutorado), Johns Hopkins University, Baltimore, 2008.
- MOEN, C.D., SCHAFER, B.W. **Direct Strength Design of Cold-Formed Steel Members with Perforations**, Research Report RP09-1, American Iron and Steel Institute, Washington, DC, 2009a.
- MOEN, C.D., SCHAFER, B.W. Direct Strength Method for Design of Cold-Formed Steel Columns with Holes, **Journal of Structural Engineering**, v.137, n. 5, p.559-570, 2011.
- MOEN, C.D., SCHAFER, B.W. Elastic buckling of cold-formed steel columns and beams with holes, **Engineering Structures**, v. 31, p. 2812-2824, 2009b.
- PASTOR, M.M., BONADA, J., ROURE, F., CASAFONT, M. Residual stresses and initial imperfections in non-linear analysis. **Engineering Structures**, v.46, p. 493-507, 2013.
- PURI, G. **Python Scripts for Abaqus: Learn by example**. 2011.
- RACK MANUFACTURERS INSTITUTE (RMI). **MH16.1**. Specification for the Design, testing and Utilization of Industrial Steel Storage Racks. Charlotte (USA): Rack Manufactures Institute, 2006.
- RACK MANUFACTURERS INSTITUTE (RMI). **MH16.1**. Specification for the Design, testing and Utilization of Industrial Steel Storage Racks. Charlotte (USA): Rack Manufactures Institute, 2012.
- RASMUSSEN, K.J.R., GILBERT, B.P. Analysis-Based Design Provisions for Steel Storage Racks, **Journal of Structural Engineering**, v.139, n.5, p.849-859, 2013.
- SALEH, B. E. A., TEICH, M. C. **Fundamentals of photonics**. Wiley New York, v. 22, 1991.
- SARAWIT, A.T., PEKÖZ, T. Cold-Formed Steel Frame and Beam-Column Design, **Research Report RP03-2**, Committee on specifications for the Design of Cold-Formed Steel Structural members, 2006a.
- SARAWIT, A.T., PEKÖZ, T. Design of industrial storage racks. In: SIXTEENTH INTERNATIONAL SPECIALTY CONFERENCE ON COLD-FORMED STEEL STRUCTURES, 2002, Orlando, Florida, USA, **Proceedings...Florida**, 2002.

- SARAWIT, A.T., PEKÖZ, T. Notional load method for industrial steel storage racks, **Thin-Walled Structures**, v.44, p.1280-1286, 2006b.
- SCHAFER, B.W. Finite strip analysis of thin-walled members. In: CUFSM: Cornell University - Finite Strip Method, 2001. Software.
- SCHAFER, B.W. Local, Distortional, and Euler Buckling of Thin-Walled Columns, **Journal of Structural Engineering**, v. 128, n.3, p. 289-299, 2002.
- SCHAFER, B.W., PEKÖZ, T. Computational modeling of cold-formed steel: characterizing geometric imperfections and residual stresses. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 47, p. 193-210, 1998.
- SCHARDT, R. Generalized beam theory—an adequate method for coupled stability problems. **Thin Wall Structures**, v. 19(2-4), p. 161-180, 1994.
- SCHARDT, R. **Verallgemeinerte technische biegetheorie**. Berlin: Springer. 1989. 360 p.
- SHAH, S.N.R., SULONG, N.H.R., JUMAAT, M.Z., SHARIATI, M. State-of-the-art review on the design and performance of steel pallet rack connections, **Engineering Failure Analysis**, v. 66, p. 240-258, 2016b.
- SHAH, S.N.R., SULONG, N.H.R., KHAN, R., JUMAAT, M.Z., SHARIATI, M. Behavior of Industrial Steel rack Connections, **Mechanical Systems and Signal Processing**, 70-71, p. 725-740, 2016a.
- STRUCTURAL STABILITY RESEARCH COUNCIL (SSRC). **Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures**, 1976.
- SUI, Q., LAI, C., FAN, H. Buckling analyses of double-shell octagonal lattice truss composite structures, **Journal of Composite Materials**, v. 52 (9), p. 1227-1237, 2017.
- SUROVEK, A., WHITE, D., LEON, R. Direct Analysis for Design Evaluation of Partially Restrained Steel Framing Systems, **Journal of Structural Engineering**, v. 131, n. 9, p. 1376-1389, 2005.
- TOTARO, G., DE NICOLA, F., CARAMUTA, P. Local buckling modelling of anisogrid lattice structures with hexagonal cells: An experimental verification, **Composite Structures**, v. 106, p. 734-741, 2013.
- TROUNCER, A.N., RASMUSSEN, K.J.R. A rational procedure for modelling imperfections in advanced analysis of frames with locally unstable members, **Thin-Walled Structures**, v.96, p.183-201, 2015.
- TROUNCER, A.N., RASMUSSEN, K.J.R. Ultra-light gauge steel storage rack frames. Part 1: Experimental investigations, **Journal of Constructional Steel Research**, v.124, p.57-76, 2016a.
- TROUNCER, A.N., RASMUSSEN, K.J.R. Ultra-light gauge steel storage rack frames. Part 2: Analysis and design considerations of second order effects, **Journal of Constructional Steel Research**, v.124, p.37-46, 2016b.
- VOGEL, U. Calibrating Frames. **Stahlbau**, 10, 295-301; 1985.
- YAO, Z. RASMUSSEN, K.J.R. **Design of Perforated Thin-Walled Steel Columns**, Research Report R494 ISSN1833-2781, 2014.

- YAO, Z. RASMUSSEN, K.J.R. Perforated Cold-Formed Steel Members in Compression. I: Parametric Studies, **Journal of Structural Engineering**, v.143 (5), 2017a.
- YAO, Z. RASMUSSEN, K.J.R. Perforated Cold-Formed Steel Members in Compression. II: Design, **Journal of Structural Engineering**, v. 143(5), 2017b.
- YU, W.W., LABOUBE, R.A. **Cold-Formed Steel Design**. John Wiley & Sons, Inc., 2010, 491 p.
- YURA, J.A. The effective length of columns in unbraced frames. **AISC Engineering Journal**, p. 37-42, 1971.
- ZANARDI, H. **Two-dimensional lattice tool for the analysis of composite materials submitted to temperature variations**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2019.
- ZHANG, X., RASMUSSEN, K.J.R., ZHANG, H. Second-order effects in locally and/or distortionally buckled frames and design on beam element analysis, **Journal of Constructional Steel Research**, v.122, p.57-69, 2016.
- ZHAO, X., TOOTKABONI, M., SCHAFER, B.W. Laser-based cross-section measurement of cold-formed steel members: Model reconstruction and application, **Thin-Walled Structures**, v. 120, p.70-80, 2017.
- ZHAO, X., WANG, T., CHEN, Y., SIVAKUMARAN, K.S. Flexural behavior of steel storage rack beam-to-upright connections, **Journal of Constructional Steel Research**, v.99, p. 161-175, 2014.
- ZÚÑIGA, L.D.O. **Método de verificação do desempenho do scanners laser usando um artefato tridimensional**. 2013. Dissertação (Mestrado em Sistemas Mecatrônicos) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2013.



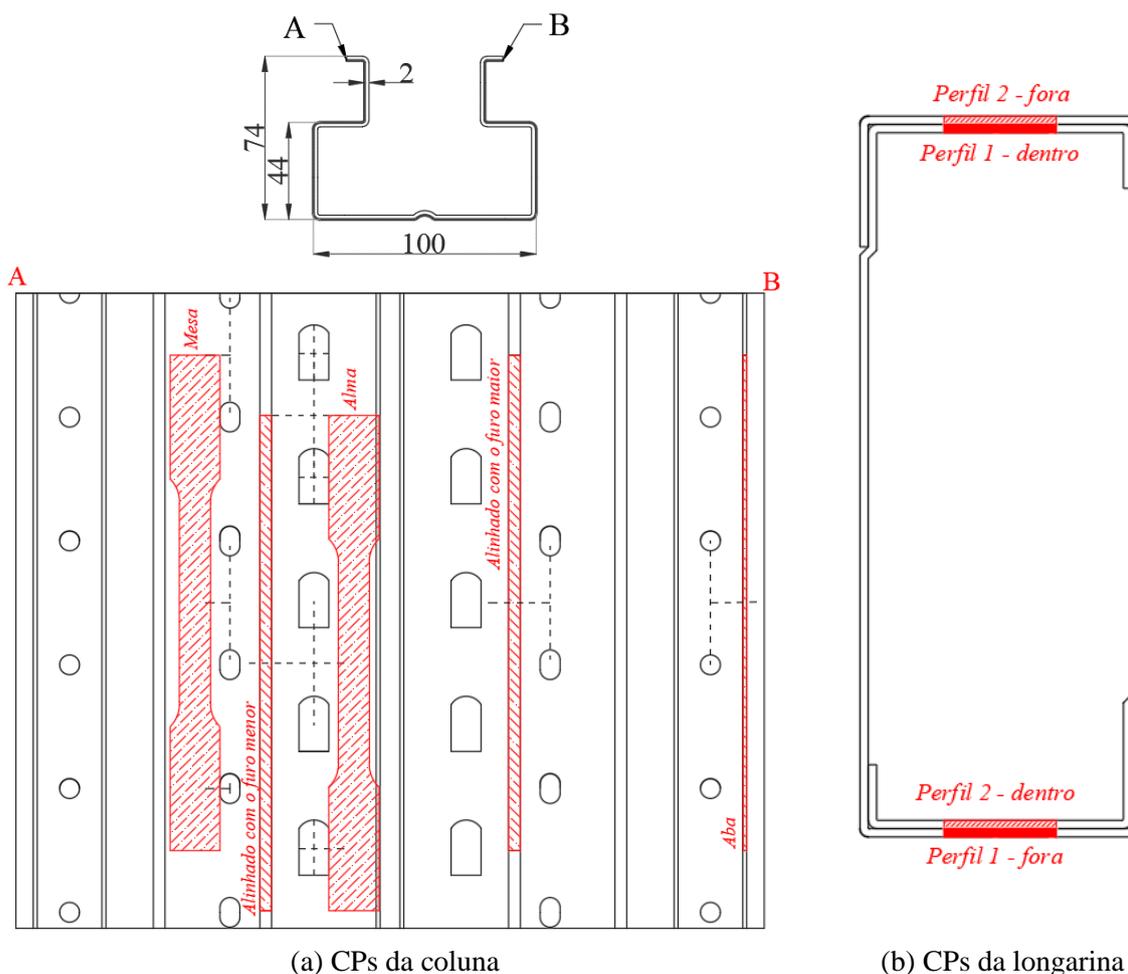
## APÊNDICE A - Corpos-de-prova ensaio de tração direta

A presente seção apresenta detalhes sobre o posicionamento dos corpos-de-prova curvos e planos como também a metodologia adotada para a obtenção da área dos CPs curvos.

### A.1 Posicionamento dos corpos de prova

A Figura A.1 mostra o posicionamento dos corpos-de-prova planos e curvos da coluna e os CPs planos da longarina. Note que, no caso dos CPs da coluna, estes foram extraídos de dois trechos distintos da barra.

Figura A.1- Detalhes do posicionamento dos corpos-de-prova da coluna e da longarina. Dimensões em milímetros.

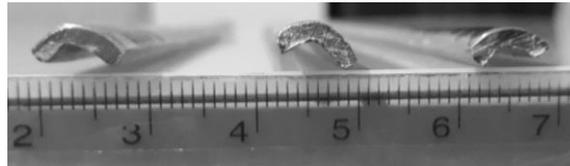


Fonte: próprio autor.

## A.2 Caracterização geométrica dos corpos-de-prova curvos

O presente Apêndice descreve a metodologia utilizada para a caracterização geométrica dos corpos-de-prova curvos (Figura A.2). A Figura A.3 mostra as dimensões mensuradas de cada corpo-de-prova.

Figura A.2- Seção transversal dos corpos de prova curvos.



Fonte: próprio autor.

Figura A.3 - Medição dos corpos-de-prova curvos. Dimensões em milímetros.



Medição da largura “ $l$ ”



Medição da altura “ $h$ ”

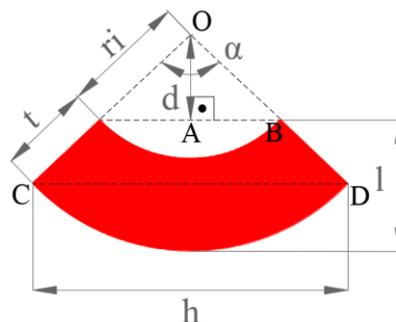


Medição da espessura “ $t$ ”

Fonte: próprio autor.

A partir das dimensões mostradas na Figura A.3 foi aplicada as seguintes relações trigonométricas mostradas nas Equações (79) a (85) definidas a partir da Figura A.4, considerando que a seção transversal do corpo-de-prova seja um setor de arco.

Figura A.4 - Relações trigonométricas na seção transversal.



Fonte: próprio autor.

A partir do  $\Delta OAB$ , a dimensão  $d$  pode ser obtida pelas Equações (79) e (80).

$$d = r_i \operatorname{sen} \left( 90 - \frac{\alpha}{2} \right) \quad (79)$$

$$d + l = r_i + t \quad (80)$$

Isolando-se a dimensão  $d$ , o raio interno ( $r_i$ ) pode ser determinado segundo a Equação (81).

$$r_i = \frac{l - t}{1 - \operatorname{sen} \left( 90 - \frac{\alpha}{2} \right)} \quad (81)$$

Isto é, a partir dos valores médios obtidos das medições de  $l$  e  $t$  ( $\bar{l}$  e  $\bar{t}$ , respectivamente), o raio interno fica dependente apenas do ângulo central  $\alpha$ :

$$r_i = \frac{\bar{l} - \bar{t}}{1 - \operatorname{sen} \left( 90 - \frac{\alpha}{2} \right)} \quad (82)$$

A partir da Lei dos cossenos aplicada no  $\Delta OCD$ , obtém-se:

$$h = \sqrt{2(r_i + t)^2 - 2(r_i + t)^2 \cos \alpha} \quad (83)$$

Aplicando-se a Equação (82) na Equação (83), igualando-a ao valor médio da altura ( $\bar{h}$ ), obtém-se o valor do ângulo central a partir da resolução da Equação (84).

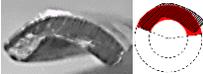
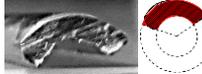
$$\bar{h} = \sqrt{2 \left( \frac{\bar{l} - \bar{t}}{1 - \operatorname{sen} \left( 90 - \frac{\alpha}{2} \right)} + \bar{t} \right)^2 (1 - \cos \alpha)} \quad (84)$$

A partir do conhecimento de  $r_i$  (Equação (82)),  $\bar{t}$  e  $\alpha$  (Equação (84)) determina-se a área do corpo-de-prova como mostra a Equação (85).

$$\text{Área} = \pi \left( (r_i + \bar{t})^2 - r_i^2 \right) \frac{\alpha}{360} \quad (85)$$

A Tabela A.1 apresenta os resultados obtidos aplicando-se a metodologia acima descrita.

Tabela A.1 - Propriedades geométricas dos corpos-de-prova curvos.

Corpo-de-prova	Aba	Maior	Menor
			
$\bar{i}$ (mm)	1,97	2,01	2,01
$r_i$ (mm)	2,64	2,15	2,57
$\alpha$ (°)	151,16°	159,21°	126,65°
Área (mm <sup>2</sup> )	18,94	17,65	15,91

Fonte: próprio autor.

Como mostrado na Tabela A.1, a área calculada pela metodologia se ajusta adequadamente à projeção da seção transversal de cada corpo-de-prova, mostrando-se eficaz para a determinação da área da seção transversal dos corpos-de-prova curvos.

## APÊNDICE B – Tratamento de dados de medição

A presente seção apresenta detalhes sobre o processo de tratamento de dados, em especial, com relação à correção da distorção e à detecção dos pixels que definem a geometria da seção transversal analisada.

### B.1 Determinação dos parâmetros da distorção

De forma simplificada, cinco parâmetros podem descrever os efeitos de distorção em uma imagem:  $k_1$ ,  $k_2$ ,  $p_1$ ,  $p_2$  e  $k_3$ . No entanto, esses não são os únicos parâmetros importantes em uma imagem.

De forma geral, as características de uma imagem podem ser apresentadas por meio dos parâmetros intrínsecos e extrínsecos da câmera utilizada. Os parâmetros intrínsecos são específicos da câmera e geralmente são mostrados por uma matriz a qual inclui informações como comprimento focal ( $f_x$ ,  $f_y$ ) e centros ópticos ( $c_x$ ,  $c_y$ ), por exemplo. Em contraste, os parâmetros extrínsecos correspondem aos vetores de rotação e translação que traduzem as coordenadas de um ponto para um sistema de coordenadas tridimensional.

Para a obtenção dos parâmetros descritos, foi efetuada a análise de um conjunto de imagens fotográficas (100 imagens) de um padrão quadriculado 8x8 cuja malha é definida por quadrados de 20x20 mm. A partir dessas imagens, é efetuada uma comparação usando as coordenadas dos pixels que definem a malha quadriculada no espaço real e na imagem fotografada. Desta comparação, são obtidos os parâmetros intrínsecos da câmera. Os principais resultados do processo de calibração realizado para a câmera Canon EOS 30D e lente Canon com distância focal igual a EF-S 18 mm são apresentados em termos da matriz da câmera ( $A$ ) e do vetor de coeficientes de distorção. A Equação (86) mostra os resultados para a matriz da câmera.

$$A = \begin{bmatrix} f_x & 0 & c_x \\ 0 & f_y & c_y \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2,86814349e+03 & 0 & 1,72406693e+03 \\ 0 & 2,86794616e+03 & 1,24603629e+03 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (86)$$

Na Equação,  $f_x$  e  $f_y$  são as distâncias focais expressas em unidades de pixel nas direções horizontal e vertical, respectivamente, e  $(c_x, c_y)$  é um ponto principal que geralmente está no centro da imagem. Os parâmetros de  $A$  dependem da resolução da imagem capturada.

Diferentemente de  $A$ , os coeficientes de distorção são independentes da resolução da imagem capturada. A Equação (87) mostra os resultados para o vetor de distorção. O vetor de coeficientes de distorção  $[k_1 \ k_2 \ p_1 \ p_2 \ k_3]$  é composto por coeficientes de distorção radial  $k_i$ , com  $i$  em  $[1,3]$  e coeficientes de distorção tangencial dados por  $p_i$ , com  $i = 1,2$ .

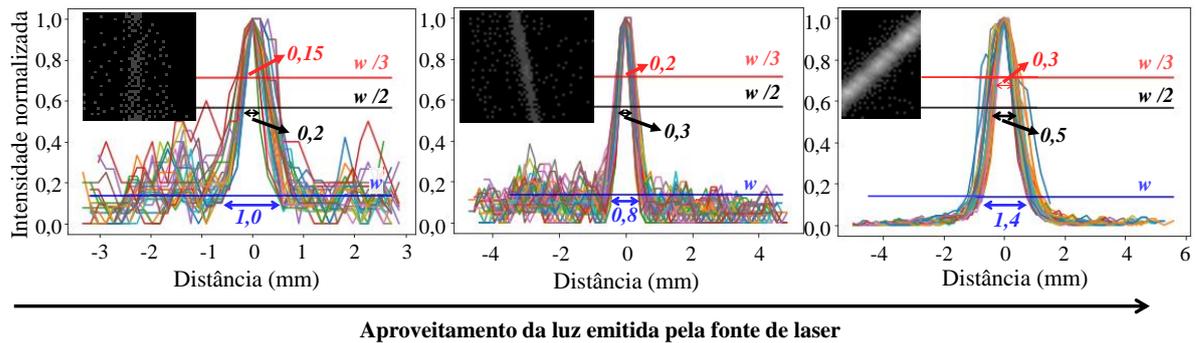
$$\begin{aligned} [k_1 \ k_2 \ p_1 \ p_2 \ k_3] = & \quad (87) \\ [-0,17548282 \ -0,05820825 \ -0,00353627 \ 0,00202896 \ -0,05382844] \end{aligned}$$

## B.2 Detecção dos pixels de interesse

Segundo Saleh e Teich (1991), a espessura de uma lâmina de laser pode ser determinada a partir da análise da intensidade normalizada dos pixels da imagem analisada em escala de cinza. Nesta análise, a espessura do laser ( $w$ ) é definida pelo nível de intensidade normalizada igual a  $1/e^2$  (SALEH; TEICH, 1991). A Figura B.1 mostra a análise da espessura de laser efetuada em três regiões de uma mesma imagem fotográfica em escala de cinza após as correções promovidas por  $f$  e  $M$ . Na Figura B.1, seções transversais às imagens foram plotadas em termos de intensidade luminosa normalizada vs distância em milímetros. Além disso, a Figura B.1 apresenta três limitantes de intensidade normalizada que definem: a espessura do laser ( $w$ ), metade da espessura do laser ( $w/2$ ) e um terço da espessura do laser ( $w/3$ ). As espessuras são tomadas pelo valor da abertura das curvas no nível de intensidade desejado, como mostra a Figura B.1.

Como esperado, na condição em que luz incide perpendicularmente sobre a peça, há um maior aproveitamento da luz emitida pela fonte de laser. Consequentemente, em condições de incidência oblíqua, o registro luminoso na imagem fotografada é prejudicado. A Figura B.1 mostra que, para o caso de maior aproveitamento luminoso, as curvas mostram-se mais agrupadas, refletindo o fato do registro do laser estar bem definido. Em contrapartida, com a piora do aproveitamento da luz emitida pela fonte de laser, nota-se que o registro de laser passa a ser mais esparso. Tal comportamento é observado pelo aumento na perturbação das curvas de intensidade luminosa.

Figura B.1 - Exemplos da análise da espessura do laser.



Fonte: próprio autor.

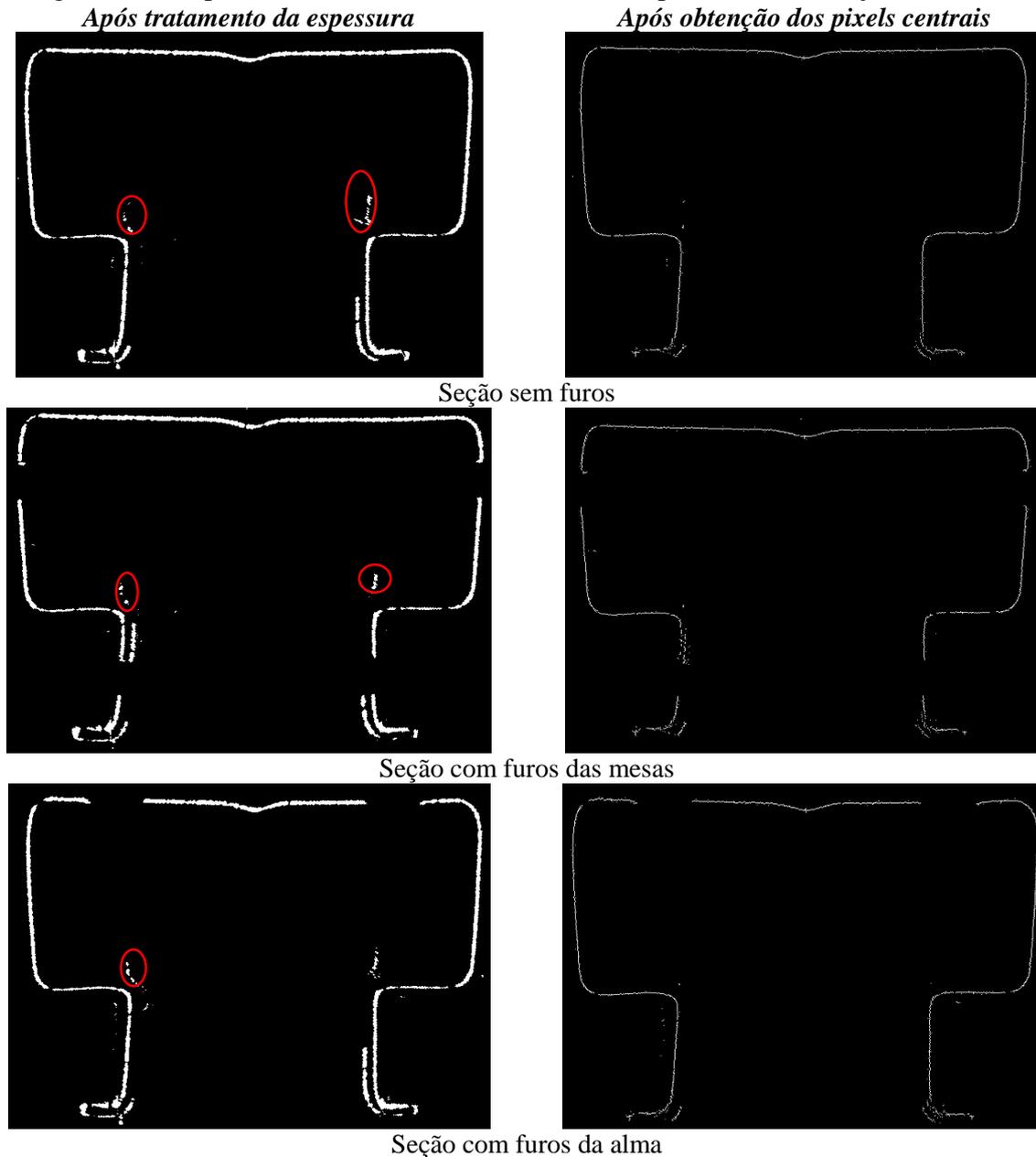
Para as colunas medidas, adotou-se o limitante de intensidade luminosa normalizada igual a  $(1/e^2 + 1)/2$ , correspondendo à metade da espessura de laser ( $w/2$ ). Isto é, para intensidades superiores a este limitante, os pixels foram destacados, tornando-se brancos; enquanto que os demais tornaram-se pretos. Todavia, há regiões do perfil em que a intensidade referente à  $w/2$  promove à identificação de um número reduzido de pixels (devido ao baixo aproveitamento da luz). Nestas regiões específicas de baixo aproveitamento luminoso, foi possível alterar este limitante para  $1/e^2$ , por exemplo.

O número reduzido de pixels brancos pode ser entendido pela análise da espessura do laser na Figura B.1. Para o caso de maior aproveitamento da luz, a meia-espessura do laser ( $w/2$ ) é cerca de 0,50 mm como mostra a Figura B.1, enquanto que, para o caso de pior aproveitamento luminoso, tal valor é na ordem de 0,20 mm. Assim, para obter uma maior quantidade de pixels brancos, é necessário adotar, para o caso de pior aproveitamento, o limitante igual à  $w$ , levando a uma espessura de aproximadamente 1,00 mm. Todavia, a intensidade luminosa referente à  $w$  para os casos de pior aproveitamento luminoso pode gerar a captura de possíveis ruídos. Caso isto ocorra, etapas posteriores devem ser aplicadas para a eliminação de possíveis ruídos que possam persistir. Note que, anteriormente ao processo de análise da espessura do laser, cada imagem é tratada a fim de eliminar a maior parte dos ruídos gerados no processo de medição. Neste tratamento, é adotada a intensidade mínima de 10 como limitante para a eliminação de ruídos. Sendo assim, considerando a escala de intensidades de iluminação de 0 (preto) a 255 (branco), para pixels com intensidade igual ou superior à 10, é efetuada a análise da espessura do laser, tal como mostrado na Figura B.1. Caso contrário, tal pixel assume o valor preto, i.e., intensidade igual a 0.

Por fim, após o tratamento da imagem realizado segundo a espessura do laser, as imagens foram reanalisadas a fim de reduzir ainda mais a quantidade de pixels de interesse. No caso, adotou-se a abordagem de selecionar os pixels centrais do resultado obtido da análise da espessura. Ou seja,

foram selecionados os pixels que definem a linha média dos pixels destacados em branco. A Figura B.2 mostra a comparação entre o tipo de resultado obtido após o tratamento da espessura da lâmina de laser e após a detecção dos pontos médios.

Figura B.2 - Tipos de tratamento de dados adotados aplicados na medição da coluna.



Fonte: próprio autor.

Conforme mostrado pela Figura B.2, apenas com o tratamento efetuado pela espessura do laser, há ainda a ocorrência de ruídos, oriundo principalmente da reflexão do laser nas faces internas do perfil. A correção de tais reflexos somada à detecção dos pontos médios leva aos resultados mostrados do lado direito da Figura B.2 que configuram como os pixels de interesse que definem a seção transversal medida.

## **APÊNDICE C – Validação do método de medição óptico-mecânico**

A norma ANSI/ASME B89.4.1:1997 define calibração como sendo o processo em que são determinadas as diferenças entre o valor indicado por um instrumento de medida e seu valor “verdadeiro” ou nominal. Segundo Ferraz (2005), a calibração deve ser válida para todas as condições de operação sob as quais pode ser utilizado o instrumento calibrado.

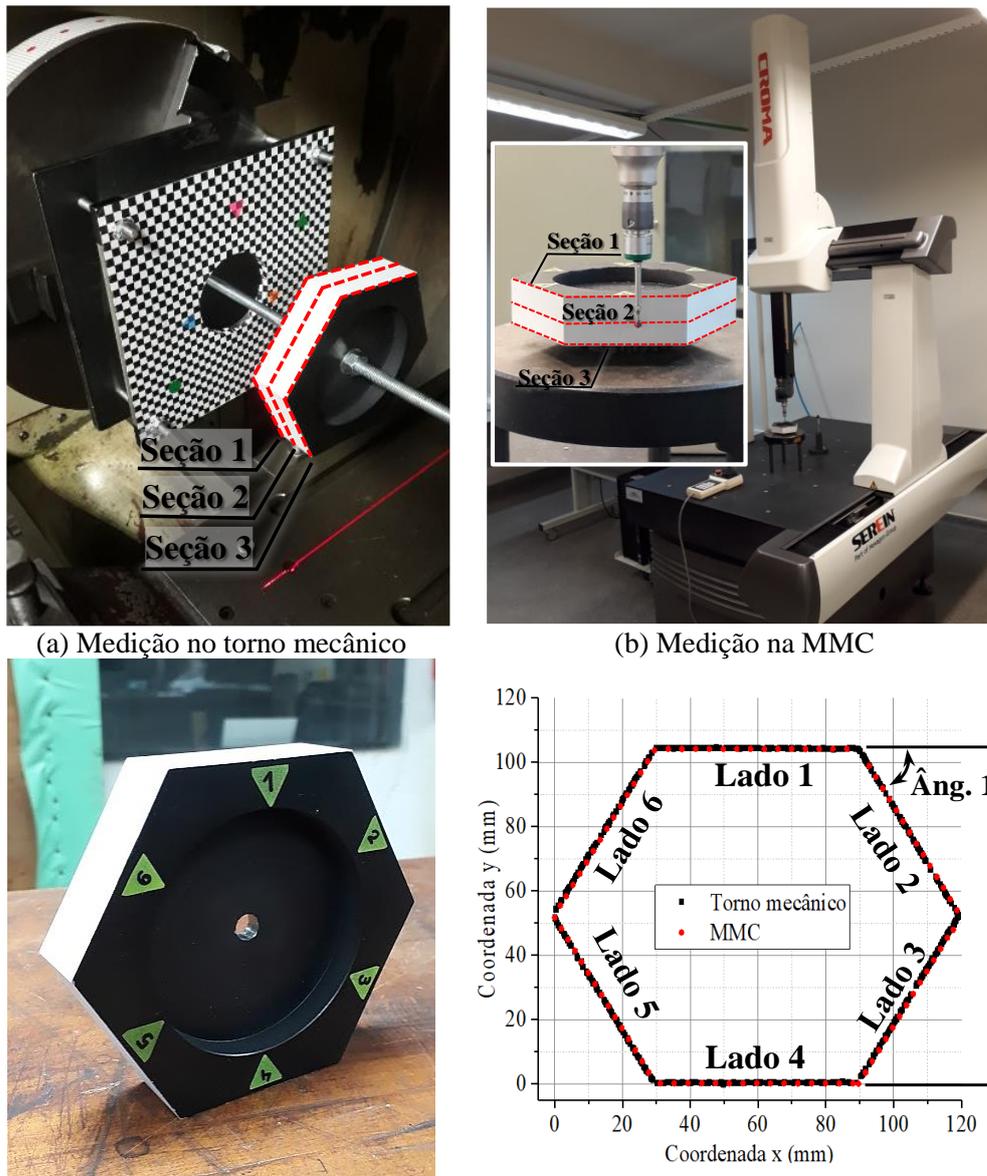
Neste contexto, a presente seção apresenta o processo de validação desenvolvido para atestar a adequabilidade do método óptico-mecânico de medição tridimensional proposto em avaliar o campo de imperfeições geométricas iniciais das colunas de racks estudadas.

### **C.1 Processo de calibração indireta**

Os procedimentos de calibração podem ser divididos em dois tipos. O primeiro trata-se dos procedimentos de calibração indiretos. Neste tipo de calibração, a avaliação dos erros da máquina é efetuada por intermédio de padrões pré-qualificados e normalizados. O segundo tipo refere-se aos procedimentos de calibração diretos que têm como característica a avaliação dos erros individuais de cada componente da máquina. Segundo Ferraz (2005) por meio das técnicas de calibração direta, é possível diagnosticar características individuais da máquina, classificá-las e ordená-las conforme a significância de seus erros. Trata-se, portanto, de um processo mais complexo cujo tempo e custo despendidos para a calibração são consideráveis. Neste sentido, o presente método de medição é avaliado segundo a abordagem de calibração indireta a fim de que todos as fontes e fatores de erros sejam computados de forma conjunta e significativa.

A validação da técnica e da metodologia de medição apresentadas no presente capítulo foi efetuada com base em uma peça hexagonal de referência fabricada em inox pelo Laboratório de Metrologia da EESC mensurada tanto pela método óptico proposto quanto por instrumentos de medição com contato. No caso, foi utilizada a máquina de medição por coordenadas (MMC) Croma 060806 do Laboratório de Metrologia como mostra a Figura C.1a,b. O certificado de validação da Croma 060806 é apresentado na seção C.2.

Figura C.1 - Validação efetuada com a peça de referência.



Fonte: próprio autor.

Apesar da fixação ao torno mecânico ser efetuada de forma diferente, a metodologia de medição foi a mesma. Em cada medição, 13 imagens do padrão quadriculado foram capturadas para a obtenção do centro de rotação das imagens e 6 imagens foram capturadas para a medição de cada seção transversal nas seguintes posições angulares:  $0^\circ$ ,  $-60^\circ$ ,  $-120^\circ$ ,  $-180^\circ$ ,  $120^\circ$  e  $60^\circ$ . Quanto ao posicionamento, a verticalidade da peça hexagonal de referência foi garantida pelo uso do relógio apalpador. Em virtude da reflexão gerada com a incidência do laser no inox, foi necessária também a pintura da peça de referência como mostra a Figura C.1c. Em cada uma das metodologias, a peça hexagonal foi medida 5 vezes de forma que, em cada medição, 3 seções transversais foram mensuradas como mostra a Figura C.1a,b, sendo a seção 1 a seção de

extremidade do hexágono mais próxima do padrão quadriculado; a seção 2, a seção à meia espessura do hexágono e a seção 3 trata-se da outra seção de extremidade.

“Um desafio no campo da medição é saber qual a melhor forma de expressar o que se conheceu sobre o mensurando” (INMETRO, 2009). O alerta efetuado pelo INMETRO (2009) refere-se basicamente à avaliação dos erros sistemáticos e aleatórios de um método de medição. Na metodologia de medição apresentada na seção 6.1.2.1, nota-se que, a técnica apresenta poucas fontes de erros sistemáticos enquanto que muitas de erros aleatórios. No campo dos erros sistemáticos, pode-se listar, basicamente, fatores correlatos aos componentes do torno mecânico utilizado, a saber o alinhamento do barramento, a fixação da peça medida na castanha e o desempenho do contraponto. Em contrapartida, são fontes de erro aleatório: o posicionamento da barra no torno mecânico; o nivelamento do padrão quadriculado de referência para correção de perspectiva e obtenção do centro de rotação das imagens; o alinhamento do laser ao padrão de referência nivelado; o avanço manual do sistema óptico por meio do carro de movimento horizontal mostrado na Figura 6.11; e o registro manual da rotação acusada pelo inclinômetro digital. Sendo assim, tendo em vista que a medição de cada amostra exige que os processos de posicionamento e ajuste dos sistema óptico sejam efetuados no início da medição, torna-se imprescindível que as fontes de erros aleatórios supracitados não sejam negligenciados na avaliação da técnica proposta.

Neste contexto, a avaliação dos resultados da validação foi efetuada por duas vertentes: com a determinação do erro da medida e da incerteza da medida. O erro da técnica, também conhecido como “bias” ( $B$ ), pode ser entendido simplesmente pelo valor médio obtido da MMC subtraído pelo valor médio gerado pela medição proposta (Equação (88)) enquanto que a incerteza ( $U$ ) pode ser definida pela Equação (89).

$$B = \overline{V_{MMC}} - \overline{V_{Torno}} \quad (88)$$

$$U = \pm(B + t_{95}s) \quad (89)$$

Na Equação (88),  $\overline{V_{MMC}}$  é o valor médio das medições efetuadas pela MMC, tratado no presente estudo como valor real, e  $\overline{V_{Torno}}$  é o valor médio da grandeza obtida pela técnica proposta. Na Equação (89), a incerteza  $U$  é função do bias  $B$ , do desvio padrão  $s$  e o fator  $t_{95}$  obtido pela distribuição *t-Student*, a qual garante à  $U$  o nível de confiança requerido, no caso, 95%. Além do nível de confiança, o fator  $t_{95}$  é função do número de graus de liberdade do problema. Como

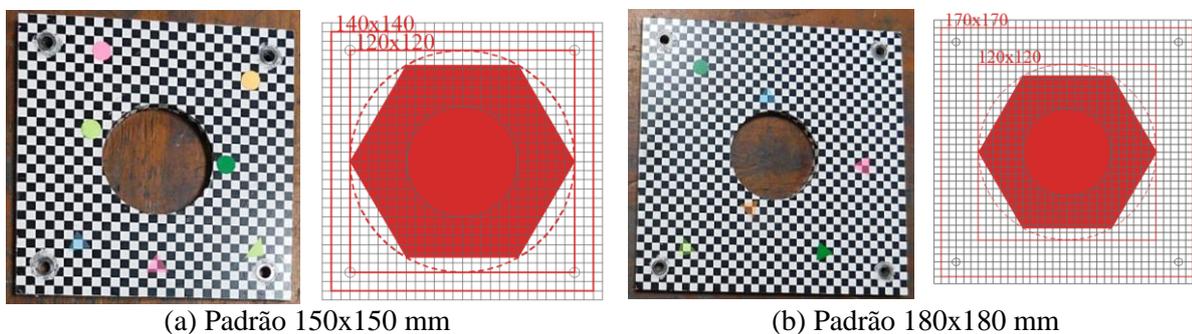
efetuado por Zúñiga (2013), o número de graus de liberdade foi considerado como o número de amostras do problema menos 1. Ou seja, para 5 amostras, tem-se 4 graus de liberdade, e, conseqüentemente,  $t_{95}$  igual a 2,776.

Em ambas análises (erro ou incerteza), a metodologia de validação consistiu em efetuar a medição da peça hexagonal de referência pela técnica proposta considerando a aleatoriedade no processo tanto de medição quanto de análise. No torno mecânico, cada medição foi efetuada com a montagem e a desmontagem do aparato completo mostrado na Figura C.1 em todas as medições, de forma que a posição relativa do hexágono com relação ao padrão quadriculado como também o posicionamento do sistema óptico seja sempre diferente das anteriores.

Como o processo de medição é dependente do padrão quadriculado utilizado, assim também o é o processo de validação. No presente estudo, apenas um padrão foi utilizado para a medição das colunas perfuradas (padrão 150x150 mm). Todavia, a fim de avaliar a dependência do erro e da incerteza com o padrão de referência, a validação foi efetuada também utilizando um outro padrão, fabricado nas mesmas condições que o padrão 150x150 mm, porém com dimensão 180x180 mm.

Para ambos os padrões, a malha quadriculada utilizada é de 5x5 mm como mostra a Figura C.2. Assim, a completa reconstrução do hexágono exige que a área definida para a correção da perspectiva seja no mínimo 120x120 mm como mostra a Figura C.2. Desta forma, as análises efetuadas com o padrão menor permitem que a área da correção da perspectiva seja de 120x120 mm à 140 x 140 mm; enquanto que para o padrão de 180x180 mm, esta faixa se estende à 170x170 mm.

Figura C.2 - Padrões de referência 150x150 mm e 180x180 mm utilizados na validação.



Fonte: próprio autor.

Assim, mantendo-se a aleatoriedade no processo de tratamento dos dados na determinação da área do padrão de referência utilizada para a correção da perspectiva e na definição do ponto de referência colorido para auxiliar na detecção do ponto de análise do centro

de rotação, a Tabela C.1 e a Tabela C.2 mostram as condições de análise utilizadas para cada medição do hexágono efetuada com o padrão 150x150 mm e 180x180 mm, respectivamente.

Tabela C.1 - Parâmetros para análise das medições efetuadas com o padrão 150x150 mm.

<b>Medição</b>	<b>Área definida para a correção da perspectiva</b> (#quadrados x #quadrados)	<b>Ponto de referência colorido adotado para obter <math>C_R</math></b>
1ª medição	24 x 24	$\Delta$ azul
2ª medição	26 x 26	o verde escura
3ª medição	28 x 28	$\Delta$ rosa
4ª medição	26 x 26	o rosa
5ª medição	28 x 28	o laranja

Fonte: próprio autor.

Tabela C.2 - Parâmetros para análise das medições efetuadas com o padrão 180x180 mm.

<b>Medição</b>	<b>Área definida para a correção da perspectiva</b> (#quadrados x #quadrados)	<b>Ponto de referência colorido adotado para obter <math>C_R</math></b>
1ª medição	26 x 26	o verde escura
2ª medição	24 x 24	$\Delta$ azul
3ª medição	32 x 32	$\Delta$ rosa
4ª medição	28 x 28	$\Delta$ laranja
5ª medição	28 x 28	$\Delta$ verde

Fonte: próprio autor.

Para cada medição, foram obtidas as retas que melhor se ajustaram às nuvens de pontos que definem cada lado do hexágono e, por meio destas retas foi possível avaliar:

- i.* As dimensões planas dos lados do hexágono. Grandezas denominadas: “Lado 1”, “Lado 2”, “Lado 3”, “Lado 4”, “Lado 5” e “Lado 6”;
- ii.* A distância entre faces paralelas, tratadas por: “Distância 1,4”, “Distância 2,5” e “Distância 3,6”, referentes às distâncias entre os planos dos Lados 1 e 4; 2 e 5; e 3 e 6, respectivamente;
- iii.* Ângulos externos do hexágono definidos por “Ângulo 1” à “Ângulo 6” em que o “Ângulo 1” é o ângulo externo entre as retas que definem o Lado 1 e o Lado 2 e assim sucessivamente. A numeração dos lados foi mantida fixa em todas as medições como mostra a Figura C.1c.

A Tabela C.3 resume os resultados para erro e incerteza de cada padrão. Os erros e incertezas em milímetros foram obtidos com base nas grandezas definidas em (i) e (ii) descritos

anteriormente, enquanto que os erros e incertezas em graus foram obtidos unicamente com base nos resultados de (iii).

Tabela C.3 - Erros e incertezas para os padrões analisados.

	<b>Padrão 150 x 150 mm</b>	<b>Padrão 180 x 180 mm</b>
Erro	0,007 mm	0,005 mm
( <i>B</i> )	0,007°	0,015°
Incerteza	0,6 mm	0,5 mm
( <i>U</i> )	0,16°	0,3°

Fonte: próprio autor.

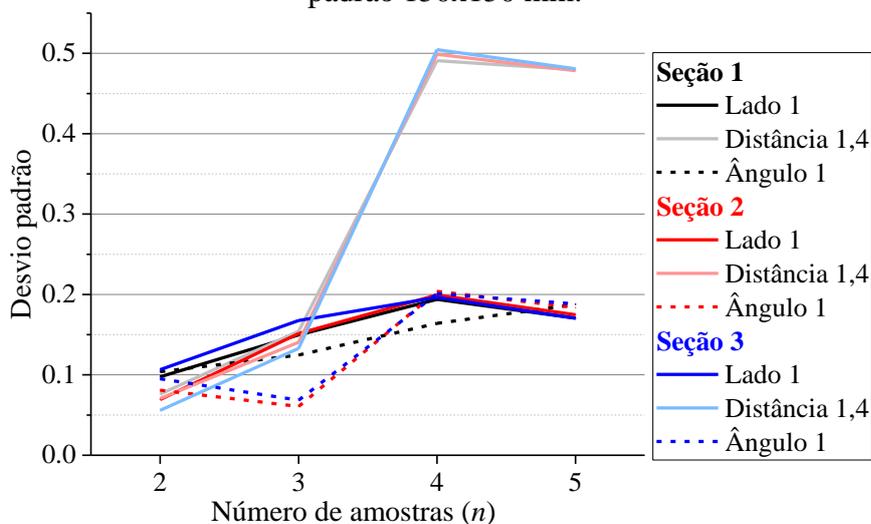
Tendo em vista que o controle de qualidade da empresa fornecedora dos materiais assume tolerâncias dimensionais da seção transversal dos perfis de  $\pm 0,5$  mm à  $\pm 1,0$  mm e  $\pm 2,0^\circ$ , os resultados apresentados na Tabela C.3 mostram que a técnica inovadora somada ao tratamento de dados apresentados na seção 6.1.2.1 são adequados para uma correta caracterização geométrica dos perfis do presente estudo.

Além disso, nota-se que, analisando-se os 2 padrões, os erros e incertezas em milímetros são semelhantes: na ordem de milésimos de milímetros para *B* e décimos de milímetro para *U*. Quanto aos erros e incertezas em graus, uma dependência maior é observada com relação ao padrão utilizado tendo em vista que os erros e incertezas chegam a dobrar quando se utiliza o padrão 180x180 mm. Todavia, em ambos os casos, os valores obtidos para a precisão angular são considerados baixos em relação às tolerâncias de fabricação de perfis metálicos.

Sendo assim, garantindo-se o mesmo processo de fabricação dos padrões (corte e usinagem nas chapas metálicas, tipo e qualidade da impressão, tipo do adesivo utilizado...), é possível afirmar que novos padrões de outras dimensões possam ser utilizados por apresentarem precisão adequada. Todavia, caso não se ateste o mesmo processo de fabricação, torna-se imprescindível a validação do novo padrão utilizado. Note que, além do padrão, os valores de erro e incerteza apresentados na Tabela C.3 são essencialmente dependentes do tipo de sistema óptico utilizado (laser e câmera) e da montagem no torno mecânico no Laboratório de Processos de Fabricação (LAMAFE).

Por fim, é efetuada uma análise a fim de atestar a validade do estudo quanto ao número de amostras considerado. A Figura C.3 mostra o comportamento dos valores de desvio padrão para os casos em que a análise foi composta de 2 a 5 amostras.

Figura C.3 - Análise da convergência dos valores do desvio padrão  $s$  para as análises com o padrão 150x150 mm.



Fonte: próprio autor.

A Figura C.3 evidencia, portanto, que 5 amostras são suficientes para a presente validação pois existe uma convergência dos valores de desvio padrão a partir de  $n$  igual a 4. Sendo assim, a validação efetuada com 5 repetições foi considerada válida e, apresentando precisão relevante, a metodologia proposta mostra-se adequada para a análise das imperfeições geométricas iniciais dos perfis utilizados no estudo.

## C.2 MMC Croma 060806: Certificado de Calibração

A presente seção apresenta, nas Figuras C.4 à C.6, o certificado de calibração da máquina de medição por coordenadas (MMC) Croma 060806 do Laboratório de Metrologia da Escola de Engenharia de São Carlos – EESC/USP.

Figura C.4 - Certificado de calibração: página 1/3.



**HEXAGON**  
METROLOGY

LABORATÓRIO DE CALIBRAÇÃO ACREDITADO  
PELA CGCRE SOB O Nº 292



## Certificado de Calibração

### Nº DEA 699-13

PÁGINA 1 DE 3

**DADOS DO SOLICITANTE**

NOME : USP - ESCOLA DE ENGENHARIA DE SAO CARLOS  
 ENDEREÇO : AVENIDA TRABALHADORES SÃO CARLEENSE, 400  
 CIDADE : SÃO CARLOS ESTADO : SP CEP : 13566-590

**IDENTIFICAÇÃO DO ITEM CALIBRADO**

MODELO : CROMA 06.08.06	Nº SÉRIE : 42120291	TIPO DE MÁQUINA : Pórtico
SOFTWARE : PC DMIS CAD ++	VERSÃO : 2012 RELEASE	RESOLUÇÃO : 0.039 (µm)
CABEÇOTE : TESASTAR-M	Nº SÉRIE : 5M 0027 00	IDENT. CLIENTE : -
APALPADOR : TESASTAR-MP	Nº SÉRIE : 5V 0006 01	FAIXA DE MEDIÇÃO : 0 a 800 mm
PONTA : 4X20	EXTENSÃO : -	

**PADRÕES UTILIZADOS NA CALIBRAÇÃO**

DESCRIÇÃO	IDENTIFICAÇÃO	CERTIFICADO Nº	ÓRGÃO	VALIDADE
Step Gauge - 1020 mm	200807/MB002	DIMCI 0086/2013	INMETRO	jan-2015
Esfera 25 mm	K0588	6341/12	CERTI	nov-2014
Termômetro Omega	10282838-4	IOPE-RT-011-13/417	IOPE	fev-2015

**TEMPERATURA MÁXIMA E MÍNIMA DURANTE TODO O PROCESSO DE CALIBRAÇÃO.**

MÍNIMA : 21.3 °C MÁXIMA : 21.8 °C

**ESPECIFICAÇÃO DO FABRICANTE (MPEe e MPEp)**

ERRO DE EXATIDÃO (MPEe): 2.8 + 1.0 L / 300 µm ERRO DE APALPAÇÃO (MPEp): 3.5 µm

**Notas :**

- 1 - CALIBRAÇÃO EFETUADA CONFORME INSTRUÇÃO INTERNA IQ9-03 (VER RESUMO DO MÉTODO DE CALIBRAÇÃO NESTE CERTIFICADO)
- 2 - OS RESULTADOS DESTES CERTIFICADOS REFEREM-SE EXCLUSIVAMENTE AO INSTRUMENTO SUBMETIDO À CALIBRAÇÃO NAS CONDIÇÕES ESPECIFICADAS, NÃO SENDO EXTENSIVO A QUALQUER LOTE.
- 3 - A REPRODUÇÃO DESTES CERTIFICADOS SÓ PODERÁ SER TOTAL E COM AUTORIZAÇÃO DA HEXAGON METROLOGY SISTEMAS DE MEDIÇÃO LTDA.
- 4 - A INCERTEZA EXPANDIDA É OBTIDA MULTIPLICANDO-SE A INCERTEZA PADRÃO COMBINADA PELO FATOR DE ABRANGÊNCIA K PARA UM NÍVEL DE APROXIMADAMENTE 95%.
- 5 - TODOS OS RESULTADOS OBTIDOS SÃO CALCULADOS PARA UMA TEMPERATURA DE 20°C.
- 6 - NA FÓRMULA DO "MPEe" E DA "INCERTEZA DE MEDIÇÃO", "L" CORRESPONDE AO COMPRIMENTO MEDIDO EM MILÍMETROS.
- 7 - SE A MÁQUINA SOFRE AJUSTE, O CERTIFICADO VIRÁ ACRESCIDO DAS LETRAS "A" E "D", ONDE A = ANTES DO AJUSTE E D = DEPOIS DO AJUSTE. AJUSTE NÃO FAZ PARTE DO ESCOPO DE ACREDITAÇÃO.
- 8 - CALIBRAÇÃO EXECUTADA PELO TÉCNICO: ELADIO RANGEL
- 9 - CALIBRAÇÃO REALIZADA COM A COMPENSAÇÃO DE TEMPERATURA DA MÁQUINA DESLIGADA. (QUANDO APLICÁVEL)

20 de novembro de 2013

DATA DA CALIBRAÇÃO

3 de dezembro de 2013

DATA DA EMISSÃO



ALEXANDRE TADEU  
Signatário Autorizado

Av. Eng. Eusébio Stevaux, 2496 - Jurubatuba - 04696-000 - São Paulo - SP - BR  
 T: + 55 11 5525 6000 F: +55 11 5687 2101  
 www.hexagonmetrology.com.br

Figura C.5 - Certificado de calibração: página 2/3.



**HEXAGON**  
METROLOGY

LABORATÓRIO DE CALIBRAÇÃO ACREDITADO PELA CGCRE  
SOB O Nº 292



## *Certificado de Calibração* Nº *DEA 699-13*

MÉTODO DE CALIBRAÇÃO - EXATIDÃO (MPEe)

Página 2 de 3

PARA ESTE PROCESSO FOI UTILIZADO O PADRÃO ESCALONADO

FORAM TOMADOS 5 PONTOS NA ESCALA, SENDO QUE O MENOR É  $\leq 30\text{mm}$  E O MAIOR ATINGINDO 66% DA DIAGONAL FORMADA PELOS 3 EIXOS.

FORAM REALIZADAS 3 MEDIÇÕES EM 7 POSIÇÕES DIFERENTES COMO MOSTRAM AS FOTOS ABAIXO (O PADRÃO NAS FOTOS É APENAS PARA ILUSTRAR AS POSIÇÕES).



POSIÇÃO 1 (MAIOR EIXO)



POSIÇÃO 2



POSIÇÃO 3



POSIÇÃO 4



POSIÇÃO 5



POSIÇÃO 6



POSIÇÃO 7

MÉTODO DE CALIBRAÇÃO - ERRO DE APALPAÇÃO (MPEp)



PARA ESTE TESTE FOI UTILIZADA A ESFERA PADRÃO CERTIFICADA DE PROPRIEDADE DA HEXAGON METROLOGY DE DIÂMETRO APROXIMADO DE 25mm, POSICIONADA NO CENTRO DA MÁQUINA, COMO MOSTRA A FOTO AO LADO.

COM O APALPADOR DO CLIENTE POSICIONADO A UM ÂNGULO NÃO PARALELO AOS EIXOS DA MÁQUINA, FORAM TOCADOS 25 PONTOS DISTRIBUÍDOS NA ÁREA DA CALOTA ESFÉRICA. O RESULTADO DESTA MEDIÇÃO É A AMPLITUDE DOS RAIOS POLARES MEDIDOS. ESTE TESTE É REPETIDO 3 VEZES.

Figura C.6 - Certificado de calibração: página 3/3.



**HEXAGON**  
METROLOGY

LABORATÓRIO DE CALIBRAÇÃO ACREDITADO PELA CGCRE  
SOB O Nº 292



# Certificado de Calibração

Nº **DEA 699-13**

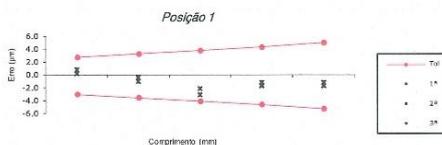
RESULTADO MÉDIO DAS MEDIÇÕES

PÁGINA 3 DE 3

U1 (valores em mm)				U3 (valores em mm)			
POSIÇÃO 1	POSIÇÃO 2	POSIÇÃO 3	POSIÇÃO 4	POSIÇÃO 5	POSIÇÃO 6	POSIÇÃO 7	
RESULTADOS MÉDIOS	RESULTADOS MÉDIOS	RESULTADOS MÉDIOS	RESULTADOS MÉDIOS	RESULTADOS MÉDIOS	RESULTADOS MÉDIOS	RESULTADOS MÉDIOS	RESULTADOS MÉDIOS
19.9058	19.9045	19.9044	19.9062	19.9060	19.9066	19.9064	19.9064
180.0127	180.0117	180.0141	180.0113	180.0145	180.0159	180.0156	180.0156
339.9638	259.9859	259.9903	420.0145	420.0151	420.0182	420.0185	420.0185
499.8840	459.9314	420.0181	619.9849	619.9875	619.9893	619.9891	619.9891
699.9316	579.8245	539.9914	819.9479	819.9518	819.9554	819.9536	819.9536
ERRO MÁX.	ERRO MÁX.	ERRO MÁX.	ERRO MÁX.	ERRO MÁX.	ERRO MÁX.	ERRO MÁX.	ERRO MÁX.
AMPLITUDE	AMPLITUDE	AMPLITUDE	AMPLITUDE	AMPLITUDE	AMPLITUDE	AMPLITUDE	AMPLITUDE

| TEMPERATURA     |
|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| X: 21.35 °C     | X: 21.35 °C     | X: 21.62 °C     | X: 21.6 °C      | X: 21.65 °C     | X: 21.62 °C     | X: 21.64 °C     |
| Y: 21.3 °C      | Y: 21.3 °C      | Y: 21.51 °C     | Y: 21.65 °C     | Y: 21.72 °C     | Y: 21.57 °C     | Y: 21.58 °C     |
| Z: 21.44 °C     | Z: 21.47 °C     | Z: 21.38 °C     | Z: 21.42 °C     | Z: 21.47 °C     | Z: 21.48 °C     | Z: 21.48 °C     |
| PADRÃO 21.38 °C | PADRÃO 21.38 °C | PADRÃO 21.57 °C | PADRÃO 21.69 °C | PADRÃO 21.77 °C | PADRÃO 21.64 °C | PADRÃO 21.64 °C |

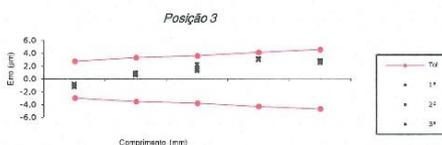
## GRÁFICO DE DISPERÇÃO



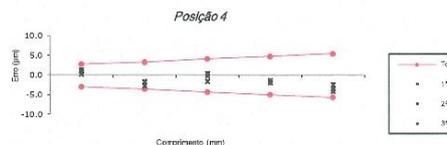
INCERTEZA  $U_{195} \pm 2.9 + L/1033 \mu\text{m}$  PARA  $K=2.00$



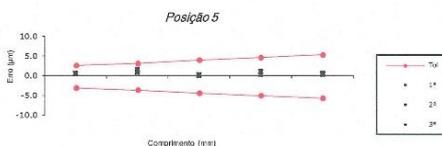
INCERTEZA  $U_{195} \pm 3 + L/5726 \mu\text{m}$  PARA  $K=2.00$



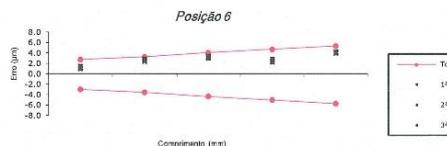
INCERTEZA  $U_{195} \pm 2.8 + L/1180 \mu\text{m}$  PARA  $K=2.00$



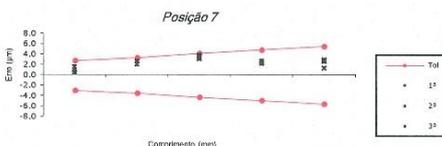
INCERTEZA  $U_{395} \pm 2.9 + L/527 \mu\text{m}$  PARA  $K=2.00$



INCERTEZA  $U_{395} \pm 2.8 + L/483 \mu\text{m}$  PARA  $K=2.00$



INCERTEZA  $U_{395} \pm 2.8 + L/888 \mu\text{m}$  PARA  $K=2.00$



INCERTEZA  $U_{395} \pm 2.9 + L/824 \mu\text{m}$  PARA  $K=2.00$

ERRO DE APALPAÇÃO MÉDIO (MPEp): 2.43  $\mu\text{m}$   $U_{p95} \pm 0.37 \mu\text{m}$   
 AMPLITUDE DO ERRO DE APALPAÇÃO: 0.30  $\mu\text{m}$  PARA  $K=2$

**NOTAS:**

- 1) ERRO É O RESULTADO ENTRE VALOR MEDIDO - VALOR VERDADEIRO.
- 2) AMPLITUDE É A DIFERENÇA ENTRE O MAIOR E O MENOR VALOR OBTIDO DE 3 MEDIÇÕES EM UM MESMO PONTO
- 3) OS RESULTADOS MÉDIOS APRESENTADOS NESTA PÁGINA, É A MÉDIA DE 3 MEDIÇÕES.

## APÊNDICE D – Dados do ensaio de colunas à flexão

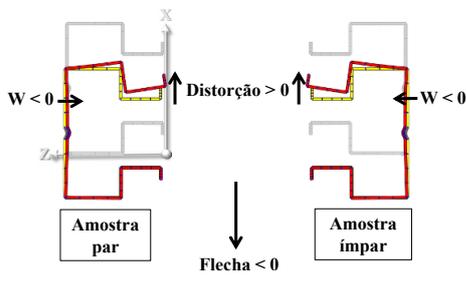
A presente seção reúne os resultados experimentais descritos na seção 6.3. As Figuras D.1, D.2 e D.3 mostram os resultados experimentais obtidos para as amostras de comprimentos 800, 1400 e 2600 mm, respectivamente.

Além dos resultados para os grandezas denominadas F1, F2, W1 e W2, são apresentadas análises em termos da: (i) flecha total no meio do vão (resultado dos transdutores 3 e 4 para as amostras ímpar e par, respectivamente), considerando como positivo o sentido do eixo X para as amostras pares; (ii) distorção, i.e., do deslocamento oriundo do modo distorcional da mesa superior dos perfis, resultado obtido da subtração ( $\Delta_6 - \Delta_4$ ) e ( $\Delta_8 - \Delta_3$ ) com a adequada correção de sinais, para as amostras ímpar e par, respectivamente, considerando como positivo o sentido do eixo X para as amostras pares; e, por fim, (iii) do deslocamento lateral da alma denominado apenas por W tanto para as amostras ímpares e pares, considerando como positivo o deslocamento que provoca o encurtamento do transdutor.

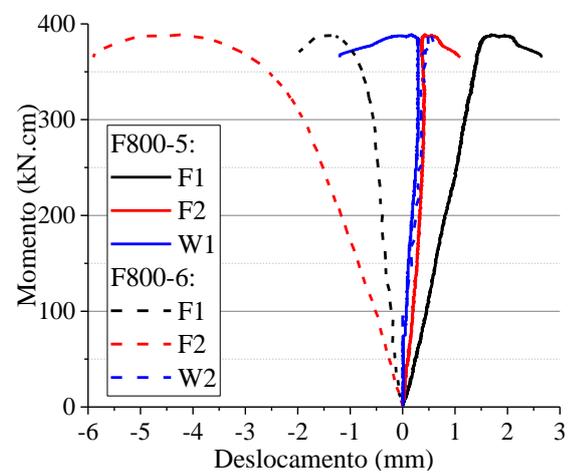
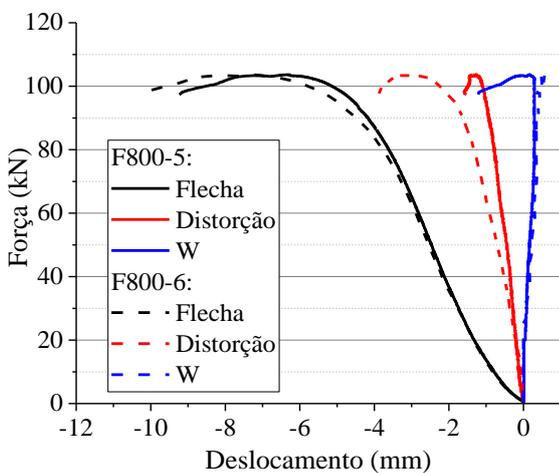
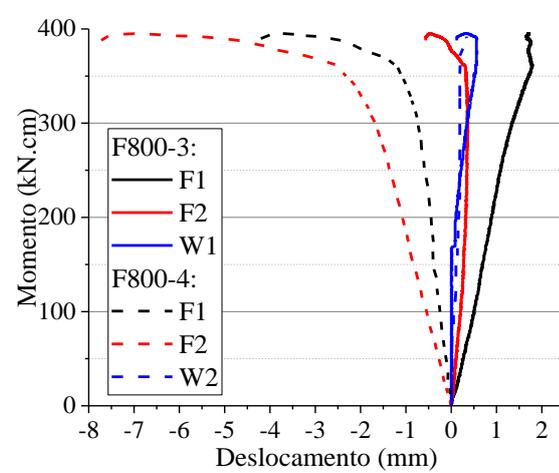
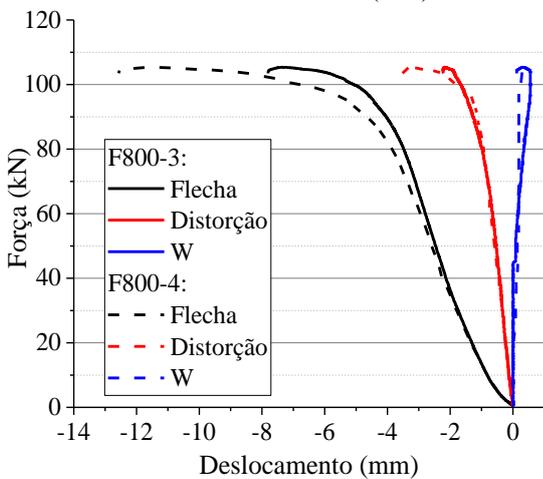
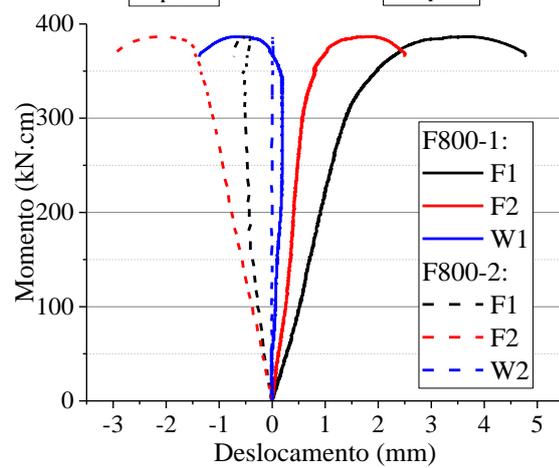
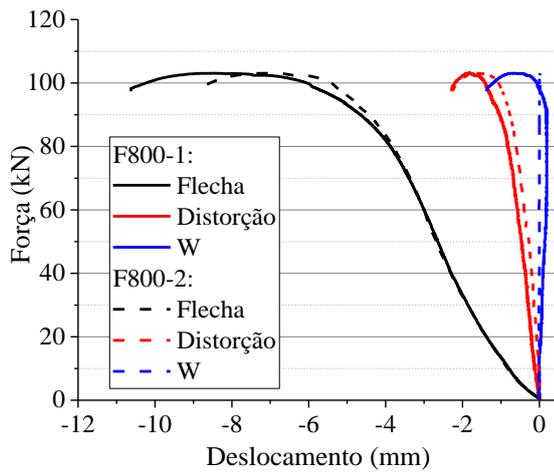
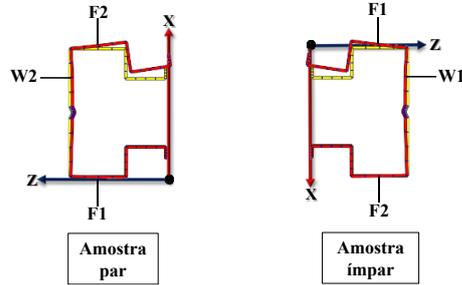
A grandeza “força” referida nas análises da presente seção trata-se da força registrada pelo atuador enquanto que o “momento” trata-se do valor do momento constante atuante no trecho central de cada coluna. Enquanto as análises descritas em função da força do atuador, da flecha total, da distorção e do deslocamento lateral (W) facilitam a compreensão dos fenômenos envolvidos no ensaio, a grandeza momento juntamente com os deslocamentos descritos como F1, F2, W1 e W2 são fundamentais para a validação do modelo reticulado.

Figura D.1 - Resultados experimentais para as colunas de 800 mm de comprimento total.

Análise dos deslocamentos totais do ensaio:

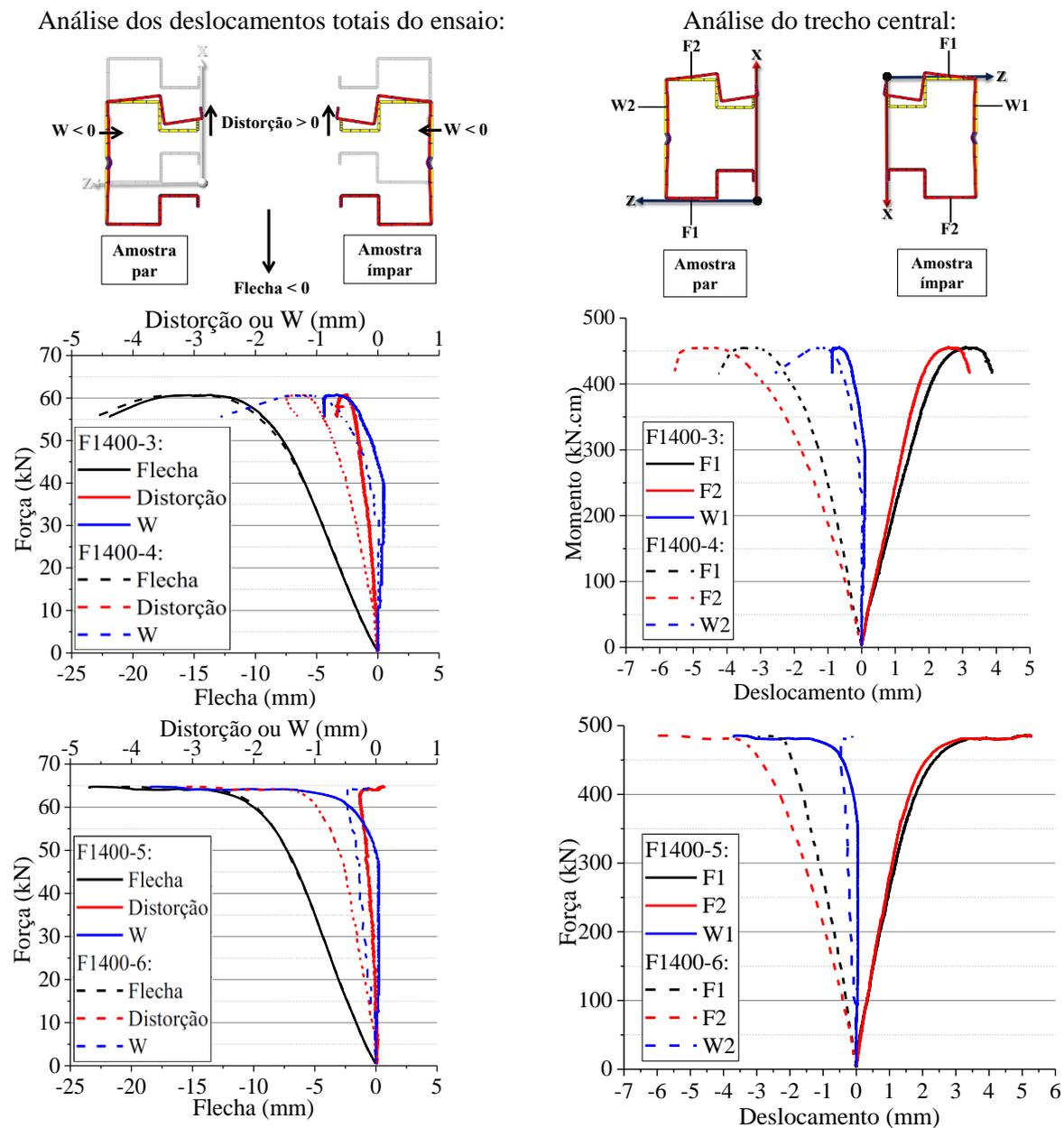


Análise do trecho central:



Fonte: próprio autor.

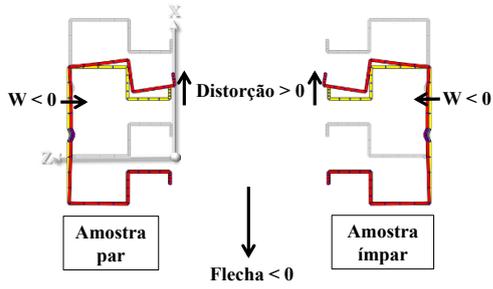
Figura D.2 - Resultados experimentais para as colunas de 1400 mm de comprimento total.



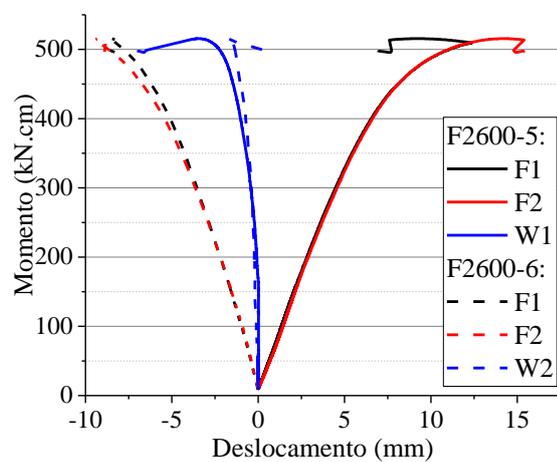
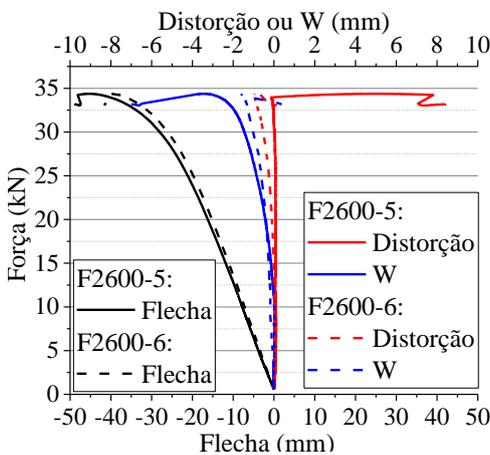
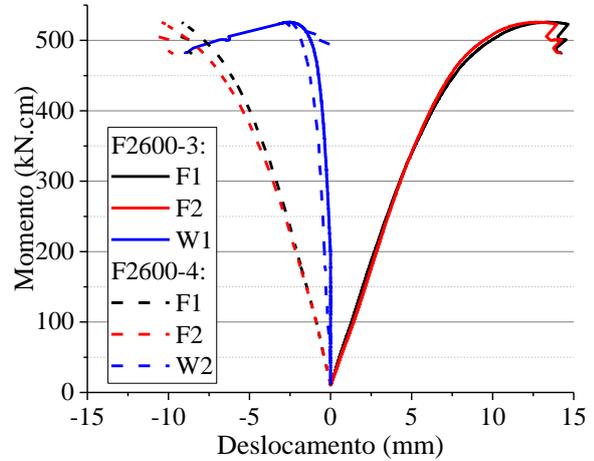
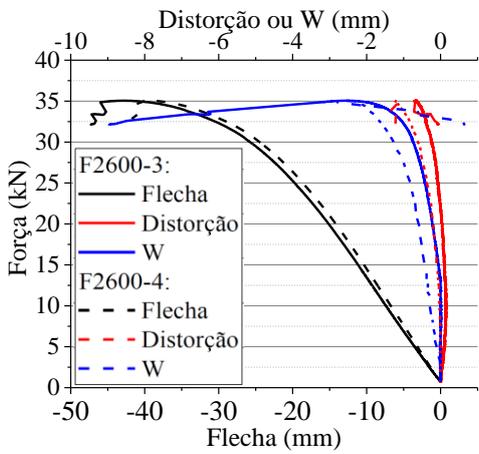
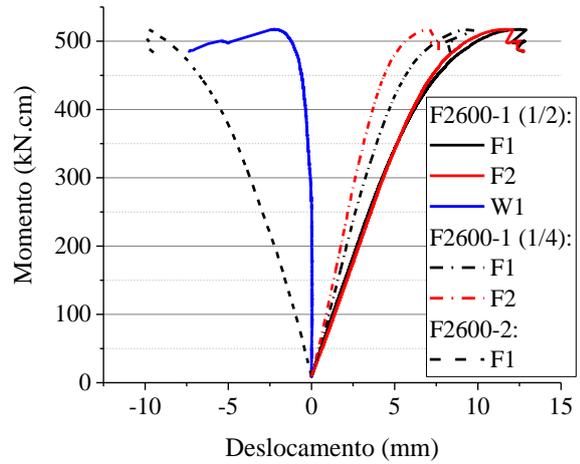
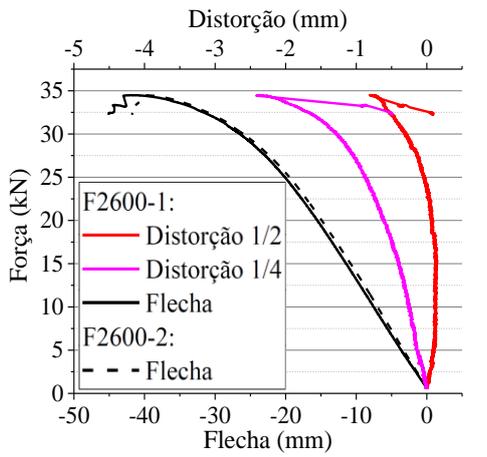
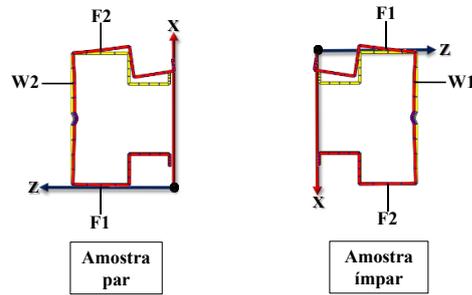
Fonte: próprio autor.

Figura D.3 - Resultados experimentais para as colunas de 2600 mm de comprimento total.

Análise dos deslocamentos totais do ensaio:



Análise do trecho central:



Fonte: próprio autor.

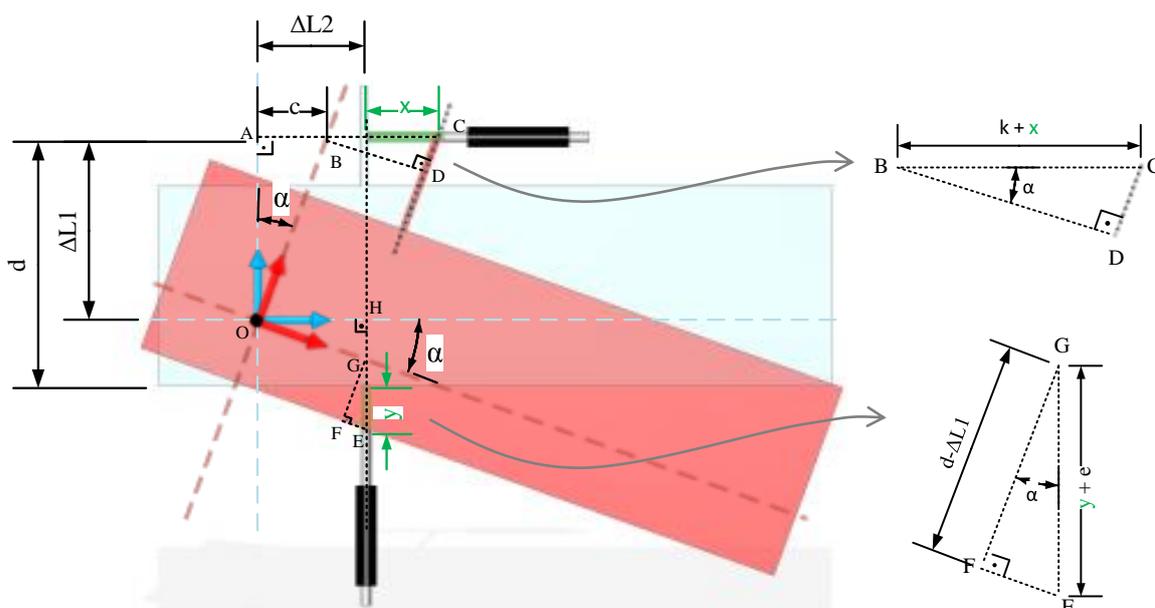
## APÊNDICE E – Centro de giro das ligações BCC

A presente seção apresenta detalhes da determinação do centro de giro como também reúne os resultados desta metodologia frente às curvas momento-rotação obtidas para os ensaios controle e com parafuso frontal.

### E.1 Posição do centro de giro

A Figura E.1 mostra as relações trigonométricas determinadas para a obtenção da posição do centro de rotação (ponto O) definido pelas dimensões  $\Delta L1$  e  $\Delta L2$ .

Figura E.1 - Relações trigonométricas definidas para a obtenção do centro de giro O.



Fonte: próprio autor.

Segundo a Figura 6.80, para a determinação do ponto O, são necessários o conhecimento dos seguintes parâmetros: a posição em que o transdutor horizontal é posicionado (definida pela dimensão  $d$ ) e os valores das medições provenientes do transdutor horizontal, vertical e inclinômetro ( $x$ ,  $y$  e  $\alpha$ , respectivamente).

Dos  $\Delta BCD$  e  $\Delta OAB$ , obtém-se as relações trigonométricas apresentadas nas Equações (90) e (91), respectivamente:

$$\cos \alpha = \frac{\Delta L2}{k+x} \quad (90)$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{c}{\Delta L1} \quad (91)$$

A Figura 6.80 mostra que  $\Delta L2$  pode ser obtido pela soma de  $k$  e  $c$ . Desta forma, a partir da Equação (91),  $k$  pode ser escrito como:

$$k = \Delta L2 - \operatorname{tg} \alpha \Delta L1 \quad (92)$$

Aplicando a Equação (92) em (90), tem-se:

$$\cos \alpha = \frac{\Delta L2}{\Delta L2 - \operatorname{tg} \alpha \Delta L1 + x} \quad (93)$$

A Equação (93) mostra que a posição do centro de giro O, definida por  $\Delta L1$  e  $\Delta L2$ , é dependente apenas dos parâmetros de entrada já definidos. Visto que há duas incógnitas e apenas uma equação, as seguintes relações trigonométricas foram definidas nos triângulos  $\Delta EFG$  e  $\Delta OGH$  como mostram as Equações (94) e (95), respectivamente.

$$\cos \alpha = \frac{d - \Delta L1}{y+e} \rightarrow e = \frac{d - \Delta L1}{\cos \alpha} - y \quad (94)$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{d - \Delta L1 - e}{\Delta L2} \quad (95)$$

Aplicando a definição de  $e$  da Equação (94) na Equação (95), obtém-se:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{d - \Delta L1 - \frac{d - \Delta L1}{\cos \alpha} + y}{\Delta L2} \quad (96)$$

Note que, a Equação (96) é válida para  $\frac{d - \Delta L1}{\cos \alpha} > y$  e  $\frac{d - \Delta L1}{\cos \alpha} < y$  (neste último caso,

as relações definidas no  $\Delta EFG$  e  $\Delta OGH$  devem ser reformuladas). Tal como a Equação (93), a Equação (96) relaciona a posição do centro de giro apenas com os parâmetros de entrada do modelo. A partir do sistema linear definido pelas Equações (93) e (96), a posição do centro de giro fica definida pelas relações mostradas nas Equações (97) e (98).

$$\Delta L1 = \frac{-2d - y + (d+y)\cos \alpha + d \sec \alpha + x \operatorname{sen} \alpha}{2(-1 + \sec \alpha)} \quad (97)$$

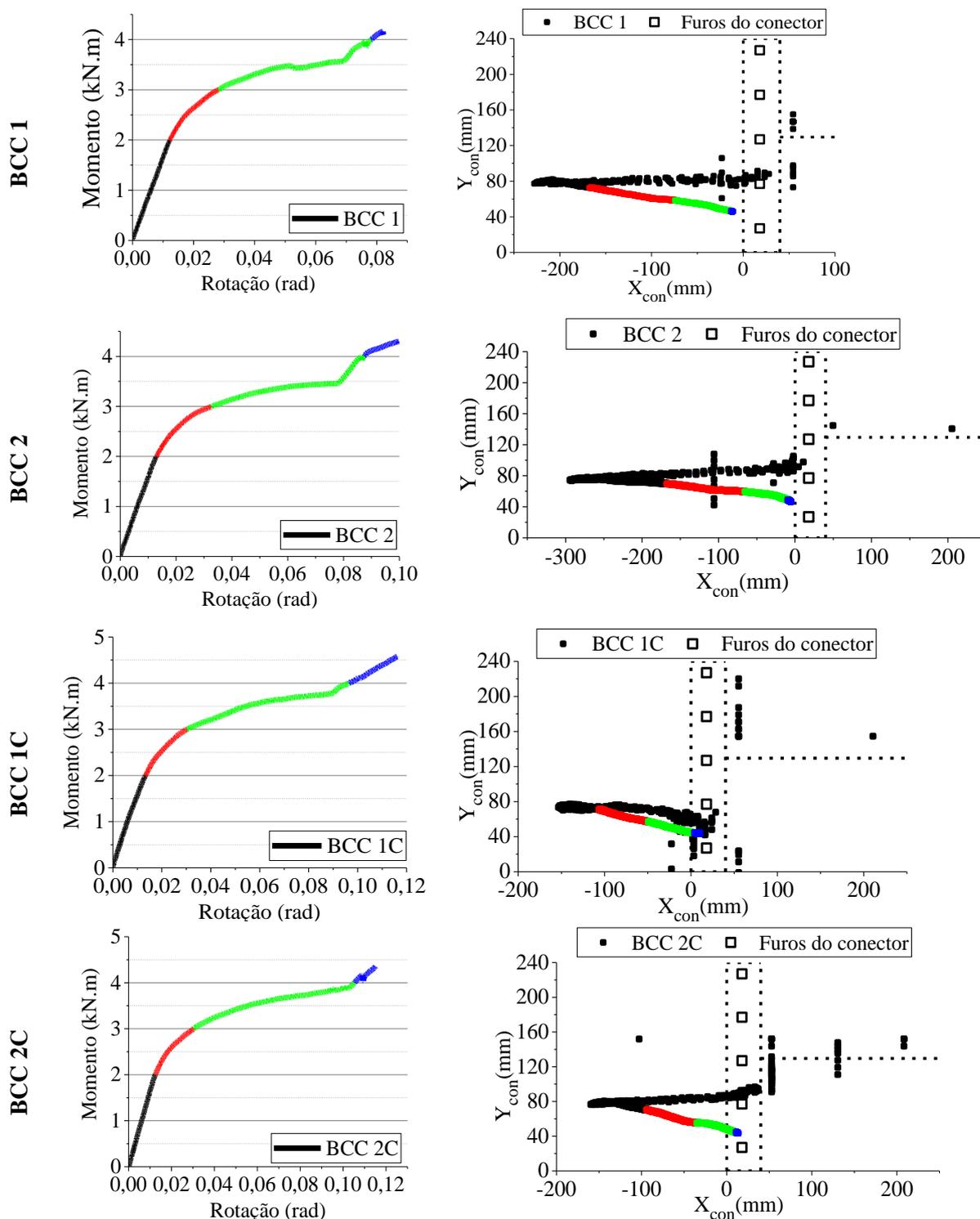
$$\Delta L2 = \frac{1}{2} \left[ y \cot \alpha + \cos \alpha (x + (d+y)\cot \alpha) - d \csc \alpha \right] \quad (98)$$

## E. 2 Resultado da análise da posição do centro de giro

A Figura E.2 e a Figura E.3 mostram os resultados dos ensaios sem (controle) e com parafusos dos modelos em que a longarina foi soldada à esquerda e à direita, respectivamente,

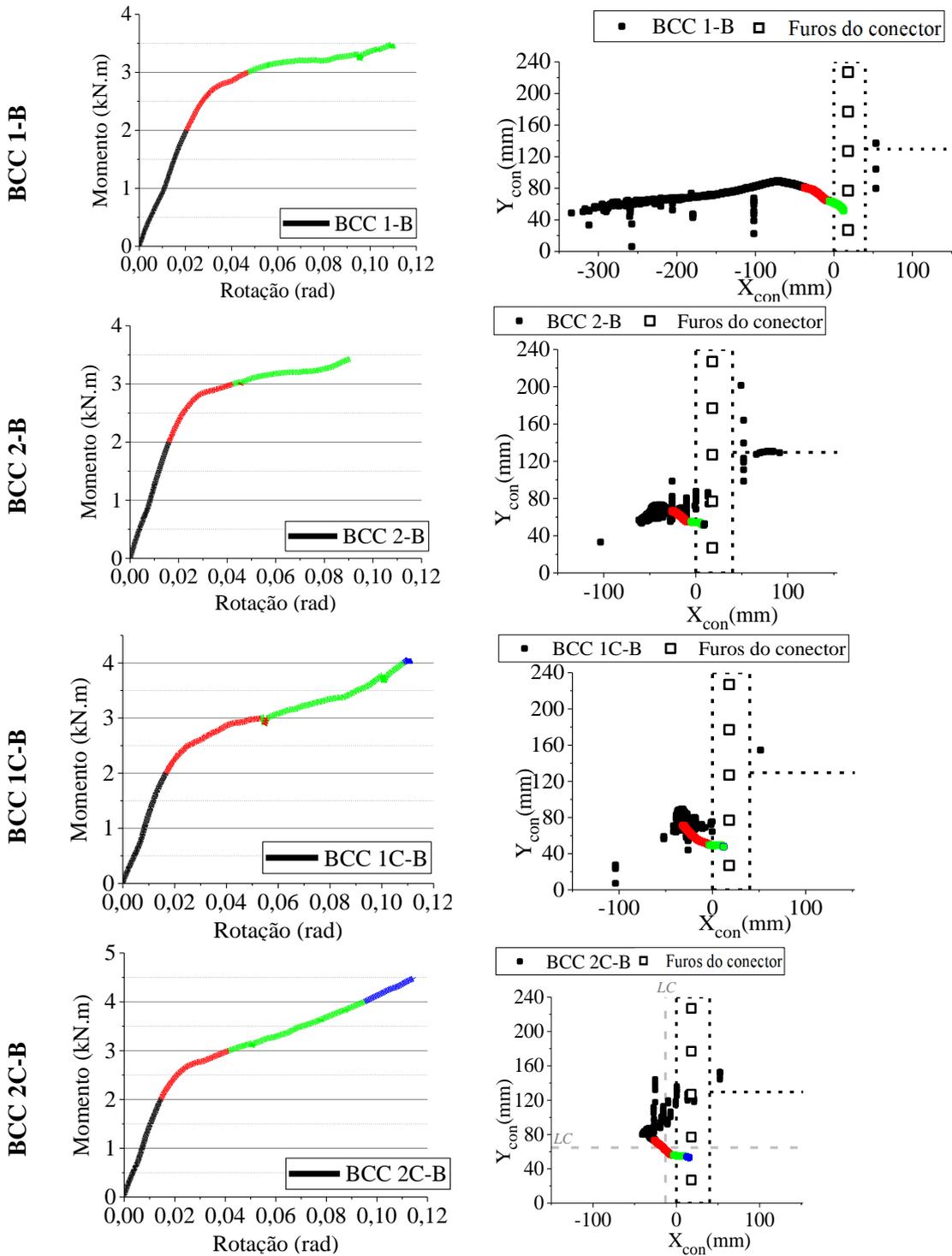
em termos de diagrama momento-rotação e posição do ponto de giro em relação ao sistema coordenado definido por  $X_{con}$  e  $Y_{con}$ .

Figura E.2 - Análises do centro de giro para os ensaios com a longarina soldada à esquerda.



Fonte: próprio autor.

Figura E.3 - Análises do centro de giro para os ensaios com a longarina soldada à direita.



Fonte: próprio autor.