

Instabilidade Lateral com Torção em Vigas de Aço de Alta Resistência: Modelos Experimentais vs. NBR 8800

Davi Borges de Oliveira^a e Felipe Piana Vendramell Ferreira^a

^aFaculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia – Câmpus Santa Mônica

**Corresponding author*

Resumo

Atribuem-se à categoria de aços de alta resistência aqueles cuja capacidade de resistir ao escoamento atinge ou excede 460 MPa. Seu uso implica em edificações mais leves, podendo atingir economia de até 30% em comparação com os aços comuns. Para o aumento da utilização desse tipo de aço no mercado brasileiro, é necessária uma atualização normativa para garantir a segurança dos profissionais envolvidos. Este estudo analisou doze artigos que investigaram experimentalmente a instabilidade lateral com torção em aços de alta resistência. Os resultados experimentais foram comparados com o procedimento de cálculo apresentado na norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 que limita a resistência nominal ao escoamento em 450 MPa para aços estruturais. Concluiu-se que a norma, apesar de não tratar especificamente desse tipo de aço, atingiu satisfatória precisão com os valores experimentais.

Palavras-Chave: Instabilidade Lateral com Torção; Aços de Alta Resistência; Dados Experimentais; NBR 8800:2008.

Simbologia

As seguintes notações e símbolos são usados neste artigo:

<i>FLT</i>	Flambagem lateral com torção;	λ_r	Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento;
<i>FLM</i>	Flambagem local da mesa;		
<i>FLA</i>	Flambagem local da alma;	M_{cr}	Momento fletor de flambagem elástica;
f_y	Resistência ao escoamento do aço;	d	Altura do perfil;
M_{Rd}	Momento resistente de cálculo;	b_f	Largura da mesa;
M_{pl}	Momento fletor de plastificação da seção transversal;	t_f	Espessura da mesa;
C_b	Fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme;	t_w	Espessura da alma;
M_r	Momento fletor correspondente ao início do escoamento;	L_b	Comprimento destravado da viga;
λ	Parâmetro de esbeltez do perfil;	$f_{y,mesa}$	Resistência ao escoamento da mesa;
λ_p	Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação;	$f_{y,alma}$	Resistência ao escoamento da alma;

1. INTRODUÇÃO

A indústria da construção civil no Brasil tem historicamente utilizado o concreto armado como material primário para a construção de estruturas. No entanto, nas últimas duas décadas, tem-se observado um aumento significativo na adoção de elementos de aço em diversos segmentos da construção civil, especialmente em edifícios de múltiplos pavimentos. O aço, por sua resistência superior em comparação ao concreto armado, oferece estruturas mais leves, precisão dimensional aprimorada e execução mais ágil, características essenciais dos sistemas estruturais industrializados. A credibilidade do aço como elemento estrutural é inquestionável, respaldada por seu uso disseminado em todo o mundo e por procedimentos de cálculo amplamente consolidados.

O emprego crescente de aços de alta resistência vem ganhando terreno em diversos países, impulsionado principalmente por considerações econômicas e ambientais. O aço de alta resistência emerge como uma alternativa promissora, oferecendo até três vezes mais resistência ao escoamento em comparação com o aço convencional. Esta característica não apenas possibilita a construção de estruturas mais leves, mas também proporciona um aumento no espaço utilizável e vendável. Além disso, sua aplicação promove menores custos de montagem e contribui para a redução das pegadas de carbono associadas às atividades construtivas (LEE et al, 2020).

23 Neste contexto, para abordar essa questão de conformidade e avaliar
24 sua relevância, uma revisão bibliográfica foi realizada para compilar dados
25 de ensaios experimentais em aços de alta resistência. Essas informações são
26 essenciais para a avaliação do cálculo de resistência à instabilidade lateral
27 com torção, conforme estabelecido pela ABNT NBR 8800:2008. Com base
28 nesta análise preliminar, é possível determinar se a norma brasileira
29 superestima ou subestima as capacidades das estruturas de aço de alta
30 resistência.

31

32 **2. DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE AÇO**

33 A aplicação de aço de alta resistência na construção de edifícios e pontes
34 oferece diversas vantagens tecnológicas. Por exemplo, permite evitar o uso de
35 placas excessivamente espessas, o que frequentemente causa complicações
36 nos estágios de projeto, fabricação, transporte e construção em grandes
37 estruturas civis e arquitetônicas. Utilizar seções menores feitas de aço de alta
38 resistência pode aumentar a disponibilidade de espaço, melhorar a estética e
39 oferecer mais liberdade de design. No entanto, uma desvantagem da
40 utilização de aço de alta resistência está relacionada a questões de
41 manutenção, como deflexão e vibração excessivas, uma vez que o módulo de
42 elasticidade permanece inalterado. Para elementos flexurais que se espera
43 que ultrapassem a região elástica, outra consideração relacionada ao
44 dimensionamento é a necessidade de critérios de estabilidade mais rigorosos
45 para controlar a instabilidade (LEE et al., 2013)

46 Vigas de aço com seções em forma de I podem ter o Estado Limite
47 Último definido por diferentes tipos de falhas: instabilidade local na alma ou
48 na instabilidade lateral com torção e plastificação da seção transversal. A
49 instabilidade local é especialmente influenciada pela relação entre a
50 resistência do material e a espessura da chapa. Essas proporções determinam
51 o nível de compactação das seções em forma de I. Diretrizes específicas
52 estabelecem limites para essas proporções, de forma que a tensão crítica que
53 inicia a flambagem local não seja atingida antes que a tensão máxima de
54 escoamento seja alcançada em pontos específicos da viga. Essas medidas são
55 essenciais para garantir a segurança e a integridade estrutural das vigas de
56 aço em diversas situações de carga (AHMED, 2004).

57

58 2.1. Instabilidade Local

59 A Instabilidade local das chapas que compõem as barras de aço
60 apresenta-se como um desafio significativo em termos de estabilidade
61 estrutural, especialmente devido à relação entre a largura e a espessura das
62 chapas. Este fenômeno é uma das principais causas de instabilidade em vigas
63 de aço, quando analisadas de forma individual. A instabilidade local da alma
64 é induzida pela sua localização no eixo perpendicular ao eixo de flexão
65 (GOMES, 1993). Por outro lado, a instabilidade local da mesa, de acordo com
66 a Figura 1 e 2, ocorre em seções onde há uma mesa comprimida devido ao
67 momento fletor, alinhada paralelamente ao eixo de flexão, resultando em
68 tensões normais de compressão praticamente constantes.

69

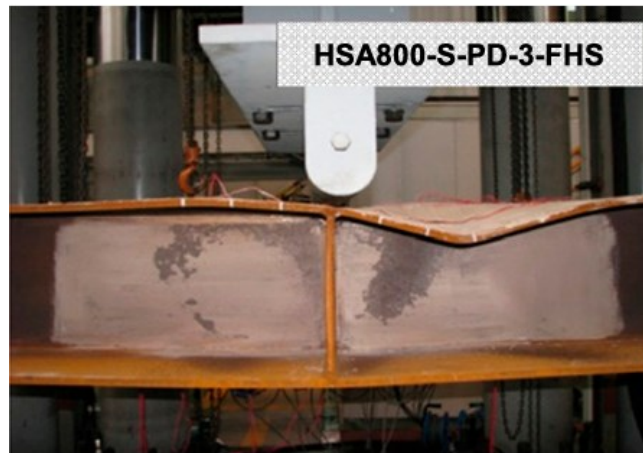
70

71

72

73

Figura 1 – Instabilidade local da mesa



74

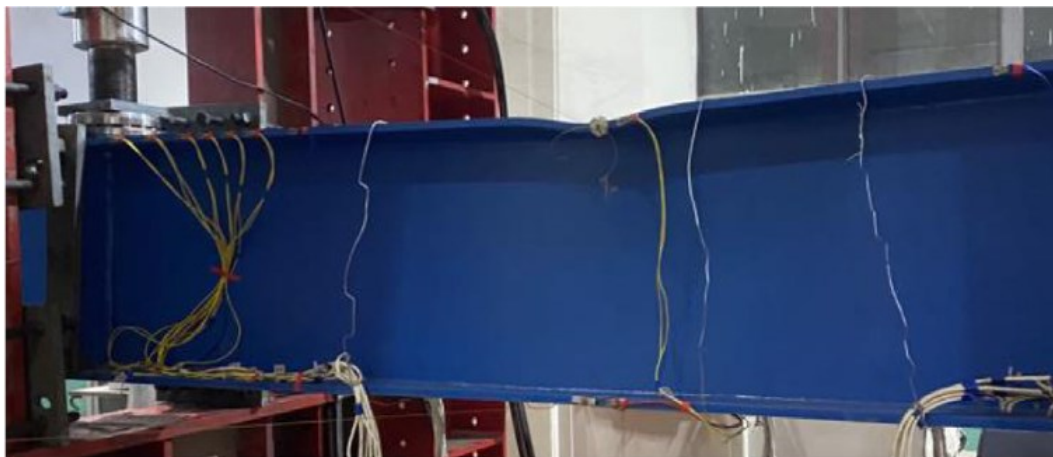
75

Fonte: Lee et al (2013)

76

77

Figura 2 – Instabilidade local da mesa



78

79

Fonte: Xiong et al (2022)

80

81 2.2. Instabilidade Lateral com Torção

82 A Instabilidade lateral com torção, representando um limite crítico em
83 que as deformações da viga resultam de uma combinação de deslocamentos e
84 rotações, conforme ilustrada na Figura 3, é uma consideração crucial no
85 projeto de vigas I, influenciada pelo comprimento destravado da mesa
86 comprimida da seção I, pelo tipo de carga aplicada, pelas propriedades
87 geométricas da seção transversal da viga e pelas condições de contorno. Essa
88 forma de instabilidade pode ser prevenida mediante a aplicação de suportes
89 laterais adequados ou pela adoção de perfis estruturais mais resistentes à
90 torção. Quando uma viga I é submetida à flexão em torno de seu eixo de maior
91 rigidez, sem suporte lateral suficiente, podem ocorrer flexões e torções fora do
92 plano conforme a carga aplicada atinge seu valor crítico, resultando na
93 instabilidade lateral (GOMES, 1993; AHMED, 2004).

94

95

Figura 3 – Instabilidade lateral com torção em viga



96

97

Fonte: Yan et al (2020).

98

99 2.3. Momento Resistente à Instabilidade Lateral com Torção

100 Segundo a NBR 8800:2008, para o estado-limite FLT, o tipo de seção e
101 eixo de flexão analisado neste estudo é a seção I com dois eixos de simetria
102 fletida em relação ao eixo de maior momento de inércia que está indicado na
103 tabela G-1 do anexo G.

104 Para esta seção, o cálculo do momento resistente de cálculo é dado pelas
105 equações 1 a 3:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (01)$$

106

$$M_{Rd} = \frac{Cb}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (02)$$

107

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \quad (03)$$

108

109 Sendo:

110 M_{Rd} - Momento resistente de cálculo;111 M_{pl} - Momento fletor de plastificação da seção transversal;112 C_b - Fator de modificação para diagrama de momento fletor não-
113 uniforme;114 M_r - Momento fletor correspondente ao início do escoamento;115 λ - Parâmetro de esbeltez do perfil;116 λ_p - Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação;117 λ_r - Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento;118 M_{cr} - Momento fletor de flambagem elástica.

119

120 Já para o cálculo do momento resistente para os estados-limites FLM e
121 FLA, é utilizado como base o item G.2.2 da ABNT NBR 8800:2008, que define
122 os valores a partir da equação 4:

123

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (04)$$

124

125 O valor de γ_{a1} de acordo com a tabela 3 da ABNT NBR 8800:2008 é
126 igual a 1,1.

127

128 2.4. Ensaios em Aço de Alta Resistência

129 Lee et al. (2013) realizaram ensaios de flexão em vigas em I em escala
130 real, construídas com aços de alta resistência (HSB800 e HSA800) de
131 resistência nominal à tração de 800 MPa. Estes ensaios foram feitos para
132 estudar o efeito da esbeltez da mesa na resistência à flexão e na capacidade
133 de rotação.

134 Xiong et al. (2016) e Xiong et al. (2017) realizaram uma série de testes
135 experimentais e modelagem numérica para investigar o comportamento de
136 estabilidade global de vigas de aço estrutural Q460GJ ($f_y = 460$ MPa). Um
137 total de 16 vigas soldadas duplamente simétricas com restrições laterais no
138 meio do vão foram ensaiadas sob carga concentrada.

139 Já em 2019, Yang et al. (2019) realizaram estudo experimental e
140 numérico sobre o comportamento global de flambagem de vigas de aço
141 (Q460GJ) duplamente simétricas submetidas à flexão em três pontos. Um
142 total de oito vigas simplesmente apoiadas com diferentes esbeltes e relações
143 altura-largura foram ensaiadas no programa experimental.

144 Le et al. (2020) relatou experimentos e apresentaram estudos
145 numéricos de perfis I soldados de aço de alta resistência (HSS). Para o
146 programa experimental, três seções I do BISPLATE-80 ($f_y = 690$ MPa) e cinco
147 do BISPLATE-100 ($f_y = 890$ MPa), foram fabricadas e ensaiadas sob cenários
148 de flexão uniforme e gradiente de momento. Os corpos de prova foram
149 dimensionados para desenvolver modos de flambagem lateral-torcional ou
150 local, não sendo observada fratura por tração durante os ensaios.

151 Wang et al. (2021) relatou uma investigação experimental sistemática
152 do comportamento estrutural de um total de dezoito vigas simplesmente
153 apoiadas, de seções I soldadas S690 ($f_y = 690$ Mpa) de alta resistência com
154 diversas condições de restrição, focando na flambagem lateral com torção.

155 Xiong et al. (2022) apresentou investigações experimentais e numéricas
156 do comportamento de flambagem lateral-torcional de vigas I de aço Q690 (f_y
157 = 690 Mpa) soldadas com restrições laterais duplas ao longo do comprimento.
158 No programa experimental, 11 vigas de aço com diferentes profundidades de
159 viga, relações de carga e vãos foram ensaiadas sob duas cargas pontuais
160 concentradas. A resistência à flambagem lateral-torcional das vigas foi obtida
161 através de ensaios experimentais.

162

163 3. METODOLOGIA

164 Um total de 12 artigos experimentais, foram escolhidos devido a
165 abordagem sobre verificação da flambagem lateral com torção e a resistência
166 à flexão em aços de alta resistência. A partir desses artigos, foram extraídos
167 os dados geométricos e físicos dos perfis a serem analisados neste estudo.
168 Algumas características geométricas não fornecidas e necessárias para as
169 análises, de acordo com a ABNT NBR 8800:2008, foram devidamente
170 calculadas. A Tabela 1 mostra informações sobre a média e o desvio padrão
171 dos perfis presentes nos artigos estudados.

172

173

174

175

Tabela 1 – Média e desvio padrão dos dados analisados.

Parâmetro	Máximo	Mínimo	Média	Desvio Padrão
d (mm)	750	152	348	130,16
b _f (mm)	300	100	168	41,23
t _f (mm)	20	6	11	3,45
t _w (mm)	18	6	9	11,87
L _b (mm)	6030	351	3142	1102,27
f _{y,mesa} (MPa)	998	443	643	166,60
f _{y,alma} (MPa)	1003	462	642	152,45

176

Fonte: Autor (2024).

177

178 4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

179 4.1. Filtragem dos Dados

180 Após a seleção dos dados, procedeu-se à verificação da compacidade dos
 181 perfis, uma vez que, para os propósitos deste estudo, foram consideradas
 182 apenas seções compactas. Conforme destacado por Gomes (1993), essas seções
 183 representam o comportamento mais ideal, caracterizado pelo momento
 184 resistente atingindo o ponto de plastificação e apresentando um leve aumento
 185 à medida que a viga continua a se deformar. São definidas como seções
 186 compactas, de acordo com a ABNT NBR 8800:2008, seções cujo elementos
 187 comprimidos possuem λ não superior a λ_p e cujas mesas são ligadas
 188 continuamente à alma.

189

190

Após a substituição de valores dos perfis nos parâmetros da tabela G-1
 (ABNT NBR 8800:2008), foram encontrados os perfis com λ não superior a λ_p .

191 A tabela 2 mostra os perfis compactos com os valores encontrados de λ , λ_p e
 192 λ_r , sendo este último necessário para uma análise global.

193 Tabela 2 – Valores de λ dos perfis compactos encontrados.

Nº perfil	FLM		FLA		GLOBAL		
	λ	λ_p	λ	λ_p	λ	λ_p	λ_r
1	4,00	5,66	20,45	54,93	10,66	25,71	252,34
2	4,98	5,66	20,45	54,93	20,93	25,71	161,91
3	5,63	7,75	29,75	73,04	66,58	34,19	73,87
4	5,63	7,75	29,75	73,04	77,67	34,19	63,31
5	5,63	7,75	29,75	73,04	88,77	34,19	55,40
6	5,63	7,75	52,25	73,04	72,55	34,19	53,93
7	5,63	7,75	52,25	73,04	84,64	34,19	46,22
8	5,63	7,75	52,25	73,04	96,74	34,19	40,44
9	5,00	5,38	41,25	53,09	119,66	24,85	14,55
10	5,00	5,38	28,88	53,09	110,82	24,85	17,24
11	7,50	8,07	35,00	71,77	121,95	33,59	25,80
12	7,50	8,07	28,75	71,77	117,23	33,59	28,61
13	7,50	8,07	47,50	71,77	130,89	33,59	22,17
14	7,50	8,07	35,00	71,77	91,46	33,59	34,40
15	7,50	8,07	35,00	71,77	152,44	33,59	20,64
16	5,00	8,07	35,00	71,77	201,01	33,59	10,07
17	5,00	7,56	18,00	74,77	282,79	35,00	9,47
18	5,60	6,07	40,33	62,67	50,38	29,33	40,84
19	5,94	6,23	44,67	62,67	55,35	29,33	62,77
20	5,60	6,07	41,33	62,67	83,70	29,33	24,42
21	5,60	6,07	40,33	62,67	59,50	29,33	34,57
22	5,94	6,23	44,67	62,67	67,65	29,33	51,36
23	5,60	6,07	41,33	62,67	99,64	29,33	20,51
24	6,25	7,44	58,50	73,63	87,18	34,46	49,23
25	6,25	7,73	46,80	77,55	91,07	36,30	49,49

194 Fonte: Autor (2024).

195

196 4.2. Momento Resistente à Instabilidade Lateral com Torção

197 Para determinar o momento resistente, inicialmente foi necessário
 198 calcular o momento de plastificação, obtido multiplicando o módulo de
 199 resistência plástica pela resistência ao escoamento do aço (f_y). Em seguida, os

200 parâmetros “ M_r ” e “ M_{cr} ” foram determinados usando a tabela G-1 da ABNT
201 NBR 8800:2008. Posteriormente, os parâmetros de esbeltez de cada perfil
202 foram analisados para determinar qual equação utilizar: equação 01, 02 ou
203 03 para flambagem lateral com torção (FLT) e equação 04 para flambagem
204 lateral por flexão (FLM) e flambagem lateral por flexão e torção (FLA).
205 Realizado os cálculos de momento resistente para FLT e para FLM e FLA,
206 pode-se chegar no valor final de momento resistente que será o menor valor
207 entre os dois obtidos, sendo a instabilidade por FLT considerada global e FLM
208 e FLA considerada local. Na tabela 3 são apresentados os valores obtidos para
209 as verificações.

210

211

212

213

214

215

216

217

218

219

220

221

222

223

Tabela 3 – Valores de momento resistente de norma.

N° perfil	Mpl (KN.m)	FLT	FLM E FLA	Mrdfinal (KN.m)	Tipo de instabilidade
		Mrd (KN.m)	Mrd (KN.m)		
1	1673,71	1521,55	1521,55	1521,55	GLOBAL OU LOCAL
2	1951,43	1774,03	1774,03	1774,03	GLOBAL OU LOCAL
3	447,75	513,29	407,04	407,04	LOCAL
4	447,75	686,84	407,04	407,04	LOCAL
5	447,75	565,01	407,04	407,04	LOCAL
6	847,67	1268,20	770,60	770,60	LOCAL
7	847,67	966,92	770,60	770,60	LOCAL
8	847,67	770,21	770,60	770,21	GLOBAL
9	712,41	153,36	647,65	153,36	GLOBAL
10	458,01	125,46	416,37	125,46	GLOBAL
11	324,90	161,15	295,36	161,15	GLOBAL
12	255,72	143,96	232,48	143,96	GLOBAL
13	479,72	197,67	436,11	197,67	GLOBAL
14	324,90	257,41	295,36	257,41	GLOBAL
15	324,90	115,20	295,36	115,20	GLOBAL
16	245,29	62,73	222,99	62,73	GLOBAL
17	137,07	29,00	124,61	29,00	GLOBAL
18	266,46	353,70	242,24	242,24	LOCAL
19	699,19	487,27	635,63	487,27	GLOBAL
20	274,48	146,27	249,52	146,27	GLOBAL
21	266,46	260,24	242,24	242,24	LOCAL
22	699,19	436,72	635,63	436,72	GLOBAL
23	274,48	109,30	249,52	109,30	GLOBAL
24	1036,34	664,28	942,13	664,28	GLOBAL
25	985,50	674,66	895,91	674,66	GLOBAL

225

Fonte: Autor (2024).

226

227 4.3. Análise Comparativa: NBR 8800 vs. Modelos Experimentais

228 Atingido os resultados dos valores teóricos de norma, pode-se então
 229 fazer o comparativo com os valores obtidos experimentalmente, como
 230 mostrado na tabela e no gráfico abaixo:

231

232 Tabela 4 – Comparativo entre valores teóricos e experimentais de
 233 momento resistente.

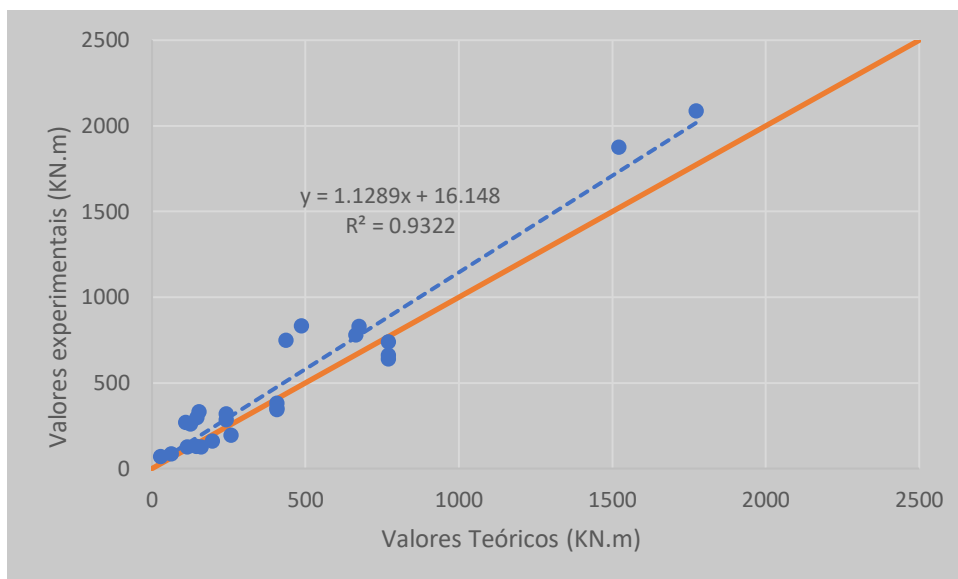
Ref.	Teórico (NBR 8800:2008)		Experimental	
	Mrd (KN.m)	Tipo de instabilidade	Mrd (KN.m)	Tipo de instabilidade
1	1521,55	GLOBAL OU LOCAL	1874,55	GLOBAL E LOCAL
2	1774,03	GLOBAL OU LOCAL	2088,03	GLOBAL E LOCAL
3	407,04	LOCAL	380,00	GLOBAL
4	407,04	LOCAL	352,10	GLOBAL
5	407,04	LOCAL	342,90	GLOBAL
6	770,60	LOCAL	738,70	GLOBAL
7	770,60	LOCAL	661,80	GLOBAL
8	770,21	GLOBAL	638,70	GLOBAL
9	153,36	GLOBAL	330,00	GLOBAL
10	125,46	GLOBAL	259,00	GLOBAL
11	161,15	GLOBAL	126,79	GLOBAL
12	143,96	GLOBAL	126,93	GLOBAL
13	197,67	GLOBAL	158,08	GLOBAL
14	257,41	GLOBAL	194,90	GLOBAL
15	115,20	GLOBAL	126,85	GLOBAL
16	62,73	GLOBAL	83,80	GLOBAL
17	29,00	GLOBAL	68,50	GLOBAL
18	242,24	LOCAL	319,70	LOCAL
19	487,27	GLOBAL	831,50	LOCAL
20	146,27	GLOBAL	296,40	LOCAL
21	242,24	LOCAL	282,80	LOCAL
22	436,72	GLOBAL	748,40	LOCAL
23	109,30	GLOBAL	268,90	LOCAL
24	664,28	GLOBAL	779,37	GLOBAL
25	674,66	GLOBAL	829,75	GLOBAL

234 Fonte: Autor (2024).

235 Com base nos dados teóricos e experimentais, foi viável determinar as
 236 discrepâncias percentuais entre os dois conjuntos de valores, revelando um
 237 superdimensionamento máximo de 146% e um subdimensionamento máximo
 238 de 24%. Além disso, uma análise da correlação apresentada no gráfico 1 entre

239 esses valores teóricos e experimentais foi realizada, conforme demonstrado
240 abaixo.

241 Gráfico 1 – Análise comparativa entre valores teóricos e experimentais.



242

243 Fonte: Autor (2024).

244 Observa-se que foi alcançado um coeficiente de determinação (R^2) de
245 0,9322, indicando uma correlação de 93,22% entre os valores, o que
246 representa um resultado considerado satisfatório.

247

248 CONCLUSÃO

249 Aços de alta resistência vem ganhando cada vez mais notoriedade na
250 construção civil devido as suas vantagens em comparação ao aço
251 convencional. Sendo assim, no Brasil é de suma importância aprofundar a
252 discussão a respeito das variáveis que o envolvem para que se tenha uma
253 maior segurança em sua utilização. Embora a ABNT NBR 8800:2008 não
254 contenha um protocolo específico para o cálculo de aços de alta resistência, os
255 resultados obtidos são promissores. Verificou-se uma alta concordância entre

256 os valores normativos e os resultados experimentais, mesmo diante das
257 variadas incertezas inerentes ao experimento e dos fatores de segurança
258 estabelecidos pela norma. Esses achados sugerem que, com ajustes
259 adequados, a norma pode ser refinada para atender de forma precisa às
260 demandas de cálculo relacionadas aos aços de alta resistência. Esse processo
261 de refinamento pode abrir caminho para uma aplicação mais abrangente e
262 confiável desses materiais na prática estrutural.

263

264 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

265 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR**
266 **8800: Dimensionamento de Estruturas de Aço e Estruturas Mistas Aço e**
267 **Concreto de Edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.

268 GOMES, O.F. **Análise dos elementos fletidos em: Estruturas de aço.**
269 1993. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de
270 Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, EESC USP. São
271 Carlos, 1993.

272 AHMED, E.Y.S. **Design of laterally unsupported steel I-beams**
273 **according to the Egyptian code of practice: a proposed simple equation.** Al
274 Azhar University Engineering Journal. Vol.7, No 5, p. 1043-1063, 2004.

275 DIBLEY, J. **LATERAL TORSIONAL BUCKLING OF I-SECTIONS IN**
276 **GRADE 55 STEEL.** Proceedings of the Institution of Civil Engineers, v. 43,
277 n. 4, p. 599–627, ago. 1969.

278 LEE, C.-H. et al. **Flexural Strength and Rotation Capacity of I-Shaped**
279 **Beams Fabricated from 800-MPa Steel.** Journal of Structural Engineering, v.
280 139, n. 6, p. 1043–1058, jun. 2013.

281 G. Xiong, S.-B. Kang, B. Yang, S. Wang, J. Bai, S. Nie, Y. Hu, G. Dai,
282 **Experimental and numerical studies on lateral torsional buckling of welded**
283 **Q460GJ structural steel beams,** Eng. Struct. 126 (2016) 1–14.

284 YANG, B. et al. **Experimental and numerical study on lateral-torsional**
285 **buckling of singly symmetric Q460GJ steel I-shaped beams.** Thin-Walled
286 Structures, v. 113, p. 205–216, abr. 2017.

287 YANG, B. et al. **Global buckling investigation on laterally-unrestrained**
288 **Q460GJ steel beams under three-point bending.** Engineering Structures, v.
289 181, p. 271–280, fev. 2019.

290 LE, T. et al. **Buckling of welded high-strength steel I-beams.** Journal
291 **of Constructional Steel Research,** v. 168, p. 105938, maio 2020.

292 KANG, L.; MENG, L.; LIN, Y. **Experimental and numerical**
293 **investigation of lateral torsional buckling behavior and capacity of welded**
294 **Q460 beams.** Journal of Constructional Steel Research, v. 172, p. 106166, set.
295 2020.

296 YAN, X.-L. et al. **Experimental and numerical investigation on**
297 **flexural-torsional buckling of Q460 steel beams.** Journal of Constructional
298 Steel Research, v. 174, p. 106276, nov. 2020.

299 WANG, K. et al. **Lateral torsional buckling of partially restrained**
300 **beams of high strength S690 welded I-sections.** Journal of Constructional
301 Steel Research, v. 184, p. 106777, set. 2021.

302 TANKOVA, T. et al. **Lateral-torsional buckling of high strength steel**
303 **beams: Experimental resistance.** Thin-Walled Structures, v. 164, p. 107913,
304 jul. 2021.

305 G. Xiong, Y. Feng, Q. Peng, S.-B. Kang, Y. Zhang, Y.-L. Fan, **Lateral-**
306 **torsional buckling behaviour of 690 MPa high strength steel beams,**
307 Structures. 33 (2021) 3999–4010.

308 XIONG, G. et al. **Lateral–torsional buckling behaviour of welded Q690**
309 **steel I-beams with double lateral restraints along the length.** Thin-Walled
310 Structures, v. 170, p. 108659, jan. 2022.