

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL – Mestrado

LUCAS AUGUSTO MILANI LOPES

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE PILARES
TUBULARES DE AÇO REFORÇADOS COM PRFC**

MARINGÁ
2018

LUCAS AUGUSTO MILANI LOPES

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE PILARES
TUBULARES DE AÇO REFORÇADOS COM PRFC**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientador: Prof. Dr. Ronaldo Rigobello

MARINGÁ
2018

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
(Biblioteca Central - UEM, Maringá, PR, Brasil)**

L864a Lopes, Lucas Augusto Milanis
 Análise do comportamento de pilares tubulares de
 aço reforçados com PRFC / Lucas Augusto Milani
 Lopes. -- Maringá, 2018.
 175 f. : il. color., figs., tabs.

 Orientador: Prof. Dr. Ronaldo Rigobello.
 Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de
 Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de
 Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em
 Engenharia Civil, 2018.

 1. Pilares tubulares de aço - Reforço - PRFC. 2.
 Simulações numéricas. 3. Análise paramétrica. I.
 Rigobello, Ronaldo, orient. II. Universidade
 Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia.
 Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-
 Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDD 21.ed.624.189

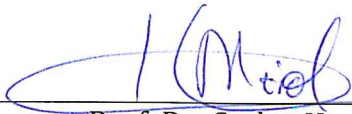
Elaine Cristina Soares Lira - CRB 1202/9

LUCAS AUGUSTO MILANI LOPES

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE PILARES TUBULARES DE AÇO REFORÇADOS COM PRFC

Dissertação apresentada à Universidade Estadual de Maringá, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, na área de concentração Estruturas para obtenção do título de Mestre.

Aprovada em 24 agosto de 2018.



Prof. Dr. Carlos Henrique Maiola

Membro UEL - Lda. PR.



Prof. Dr. Ênio Carlos Mesacasa Júnior

Membro DEC/UEM



Prof. Dr. Ronaldo Rigobello

Orientador PCV/UEM

À Dona Marlete, pelo carinho e amor incondicional.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por ter me dado condições essenciais para superar as adversidades.

À Universidade Estadual de Maringá e à Universidade Estadual de Londrina, pela oportunidade de aprimorar os meus conhecimentos.

Ao Professor Dr. Ronaldo Rigobello, pelas orientações e essencialmente pela compreensão em momentos adversos ao longo desta caminhada.

Aos professores Doutores Carlos Henrique Maiola, Rafael Alves de Souza, Carlos Humberto Martins, Gilberto Carbonari e a todo o corpo docente do Programa de Pós-Graduação pelo direcionamento na construção do conhecimento.

À toda a minha família, em especial aos meus pais, Dona Marlete e Seu Chiquinho, a minha irmã Lorraine, meu cunhado Josafar e as minhas lindas sobrinhas Luiza e Laura, pelo incentivo e ponto singular de apoio ao longo da minha vida.

À minha namorada e futura esposa Jéssica, pela paciência e incentivo.

Aos meus amigos e companheiros, em especial ao Nicolas Braun, Gabriel Trindade, João Victor, pelos momentos e conhecimentos partilhados.

A todo corpo técnico da Estrutural, que ao longo desta fase me estimularam a alcançar este objetivo.

A todos vocês, meu muito obrigado.

*“O que pode mudar seu pensamento,
pode mudar o seu destino.”*

Stephen Covey

RESUMO

LOPES, L. A. M. (2018). **Análise do comportamento de pilares tubulares de aço reforçados com PRFC**. 175 p. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2018.

O presente trabalho refere-se à investigação do comportamento de pilares tubulares de aço, de seções quadradas (SHS¹) e circulares (CHS²), reforçados com PRFC³ e submetidos à compressão centrada. O reforço de estruturas de aço com polímeros reforçados com fibra se apresenta como uma técnica promissora, relativamente nova e de comportamento complexo. Assim sendo, este estudo apresenta subsídios para o entendimento do comportamento estrutural desses pilares, bem como para a aplicação e disseminação dessa tecnologia. Foram desenvolvidos modelos numéricos, via Métodos dos Elementos Finitos com o *software* ANSYS[®] e esses validados perante resultados experimentais presentes na literatura. A partir dos modelos validados e calibrados, foram efetuadas análises paramétricas, afim de avaliar a influência dos seguintes parâmetros no comportamento de pilares reforçados: índice de esbeltez global, índice de esbeltez local e taxa de reforço. Foram avaliados pilares com índices de esbeltez global variando de 50 a 180 e índices de esbeltez local variando de 10 a 35 (seções SHS) e de 10 a 70 (seções CHS) considerando taxas de reforço iguais a 0,1, 0,2 e 0,3. As simulações numéricas permitem concluir que, o aumento da esbeltez global causou uma redução da eficiência do reforço, e que, para o intervalo de esbeltez considerado, não houve interferência devido a modos locais de instabilidade. Para pilares com esbeltez global no intervalo de 50 a 120, usuais na prática, foram obtidos ganhos de resistência, satisfatórios, e esses ganhos são maiores quanto menor o valor da esbeltez global no intervalo mencionado. A partir dos resultados obtidos, foram elaboradas curvas, de resistência à compressão, para cada uma das taxas de reforço dos pilares avaliados, para fins de aplicação em projetos. Do ponto de vista estrutural, o reforço de pilares tubulares de aço com PRFC se apresentou como uma alternativa eficaz para o aumento da resistência à compressão.

Palavras-chave: Reforço de estruturas de aço com PRFC. Pilares tubulares de aço. Simulações numéricas. Análise paramétrica.

¹ SHS - Square Hollow Section (Seção Tubular Quadrada)

² CHS - Circular Hollow Section (Seção Tubular Circular)

³ PRFC - Polímero Reforçado com Fibra de Carbono

ABSTRACT

LOPES, L. A. M. (2018). **Behavior analysis of steel tubular columns strengthened with CFRP**. 175 p. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2018.

The present study was undertaken to investigate the behavior of steel tubular columns of square (SHS) and circular hollow sections (CHS), strengthened with CFRP⁴ and submitted to the axial compression. The strengthening of steel structures with fibre reinforced polymer presents as a relatively new, but complex behavior. Therefore, this study aims to contribute with the understanding of the behavior of these strengthened columns and contribute to the application and dissemination of this technology. Numerical models were developed using Finite Element Method with the ANSYS® software and validated by experimental results found in the literature. From the validated and calibrated models, parametric analyzes were performed to evaluate the influence of the some parameters on the behavior of strengthened columns: global slenderness, local slenderness and strengthening rate. Columns with global slenderness in the range of 50 to 180, local slenderness from 10 to 35 (SHS sections) and from 10 to 70 (CHS sections) considering strengthening rates of 0,1, 0,2 and 0,3 were evaluated. Numerical simulations showed that increase in global slenderness results in a reduction in the strengthening efficiency and, for the local slenderness range used, there were no interference of local instability modes on columns failure. For columns with global slenderness from 50 to 120, common in design practice, good strength increase were obtained, and this increase is greater as the global slenderness is lower. From the results, buckling curves were developed, for the strengthening rates considered, to use in the strengthening design of columns. From a structural point of view, the strengthening of steel tubular columns with CFRP is an effective alternative for increase in compression strength capacity.

Key-words: Strengthenement of steel structures with CFRP. Steel tubular columns. Numerical simulations. Parametric analysis.

⁴ CFRP - Carbon Fibre Reinforced Polymers

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Ponte de Tickford, Reino Unido	20
Figura 1.2 - Reforço transversal e longitudinal de pilares tubulares de aço com PRF.....	21
Figura 2.1 - Seções tubulares de aço usuais	25
Figura 2.2 - Seções usuais de pilares de aço.....	26
Figura 2.3 - Modos de falha de pilares de aço.....	29
Figura 2.4 - Trajetória fundamental da estabilidade para pilares ideais.....	29
Figura 2.5 - Modos de instabilidade global e local.....	30
Figura 2.6 - Modelo ideal de barra submetida a compressão de Euler.....	33
Figura 2.7 - Modos de instabilidade à flexão para um elemento bi-apoiado.....	34
Figura 2.8 - Fator k referente as condições de vinculação do elemento.....	35
Figura 2.9 - Modos de instabilidade globais.....	36
Figura 2.10 - Modo de instabilidade global distorcional.....	37
Figura 2.11 - Pilar tubular curto submetido à instabilidade local.....	37
Figura 2.12 - Quadro comparativo entre conceitos de estabilidade global e local de elementos comprimidos	38
Figura 2.13 - Vinculação das chapas que constituem a seção transversal.....	39
Figura 2.14 - Curva de resistência para instabilidade local	40
Figura 2.15 - Comparação do comportamento pós-crítico entre barras e chapas em sistemas ideais e reais em regime elástico	40
Figura 2.16 - Conceito de largura efetiva para chapas	41
Figura 2.17 - Imperfeições geométricas iniciais.....	42
Figura 2.18 - Tensões residuais em um perfil I laminado	45
Figura 2.19 - Trajetórias fundamentais de estabilidade para pilares ideais e reais	46
Figura 2.20 - Tipologias comerciais de PRF	47
Figura 2.21 - Curvas tensão-deformação de PRF típicos e do aço.....	48
Figura 2.22 - Curvas tensão-deformação de adesivos	50
Figura 2.23 - Possíveis modos de falha em um sistema de reforço PRF e aço	56
Figura 2.24 - Reforço à flexão de vigas de aço	56
Figura 2.25 - Principais configurações de reforço perante cargas concentradas transversais ..	57
Figura 2.26 - Configurações de reforço para seções T e U enrijecidas	60
Figura 2.27 - Possíveis esquemas de reforço de pilares tubulares retangulares ou quadrados.	61

Figura 2.28 - Modos de falha ocorrentes em seções tubulares circulares compactas (d/t de 28) e elementos curtos	62
Figura 2.29 - Modos de falha ocorrentes em seções tubulares circulares não compactas (d/t de 75) e elementos curtos	62
Figura 2.30 - Modos de falha genéricos ocorrentes em seções tubulares quadradas ou retangulares reforçadas com PRFC	63
Figura 2.31 - Modos de falha característicos de pilares tubulares quadrados esbeltos reforçados com PRFC.....	64
Figura 2.32 - Modos de falha característicos de pilares tubulares quadrados curtos reforçados com PRFC	64
Figura 2.33 - Curvas carga-deslocamento seção CHS com relação d/t de 38: configuração sem reforço, 1T1L e 2T2L.....	66
Figura 2.34- Curvas carga-deslocamento seção SHS com relação b/t de 28: configuração sem reforço, 2T e 1L1T.....	66
Figura 2.35 - Curvas carga-deslocamento seção SHS com relação b/t de 90: configuração sem reforço, 1T1L e 2T2L	67
Figura 2.36 - Curvas carga-deslocamento seção SHS com relação b/t de 28: configuração sem reforço, 3L-2F e 3L-4F.....	67
Figura 2.37 - Curvas carga-deslocamento seção SHS com relação b/t de 25: configuração sem reforço, 1T1L e 2T2L	68
Figura 3.1 - Valor de χ em função de λ_0	71
Figura 3.2 - Coeficientes de flambagem global por flexão de elementos isolados	73
Figura 3.3 - Critérios para a definição da esbeltez local de seções tubulares quadradas ou retangulares.....	74
Figura 3.4 - Limites de esbeltez local para seções tubulares retangulares ou quadradas	81
Figura 3.5 - Limites de esbeltez local para seções tubulares circulares	82
Figura 3.6 - Curvas de flambagem em função da seção transversal.....	84
Figura 3.7 - Curvas de flambagem global constantes no Eurocode 3	84
Figura 3.8 - Modelo numérico não linear desenvolvido por Shaat e Fam (2007).....	93
Figura 3.9 - Curvas carga-deslocamento obtidas através do modelo de fibra não linear	94
Figura 3.10 - Curvas de dimensionamento de pilares tubulares reforçados com PRFC ($\alpha = 0,3$) obtidos através do método SA AS 4100:1998 Modificado	98
Figura 3.11 - Curvas de dimensionamento de pilares tubulares reforçados com PRFC ($\alpha = 0,3$) obtidos através do método CEN EN 1993-1-1:2005 Modificado	98

Figura 3.12 - Curvas de dimensionamento de pilares tubulares reforçados com PRFC (fy=450MPa) obtidos através do método SA AS 4100:1998 Modificado	99
Figura 3.13 - Curvas de dimensionamento de pilares tubulares reforçados com PRFC (fy=460MPa) obtidos através do método CEN EN 1993-1-1:2005 Modificado	99
Figura 4.1 - Fluxograma apresentando a sequência de análise.....	102
Figura 4.2 - Simplificação utilizada para a discretização da seção tubular quadrada	103
Figura 4.3 - Simplificação utilizada para a discretização da seção tubular circular.....	103
Figura 4.4 - Simplificação adotada para a modelagem do PRFC para seções SHS	103
Figura 4.5 - Simplificação adotada para a modelagem do PRFC para seções CHS	104
Figura 4.6 - Modelo paramétrico tridimensional para seções SHS	104
Figura 4.7 - Utilização do comando “SECOFFSET” para composição do modelo.....	105
Figura 4.8 - Elemento finito bidimensional SHELL181	106
Figura 4.9 - Modelo bilinear com patamar de endurecimento utilizado para o aço dos perfis tubulares	108
Figura 4.10 - Modelo elástico linear utilizado para o PRFC.....	109
Figura 4.11 - Configuração deformada do pilar para o primeiro modo de instabilidade	110
Figura 4.12 - Inserção de tensões residuais no perfis tubulares	111
Figura 4.13 – Exemplo: gráfico carga x deslocamento vertical	113
Figura 4.14 – Exemplo: gráfico carga x deslocamento horizontal	114
Figura 5.1 - Configurações de reforço das seções	118
Figura 5.2 - Curva tensão x deformação do aço das seções SHS1 (44X44X3,2)	118
Figura 5.3 - Curva tensão x deformação do aço das seções SHS2 (89X89X3,2)	119
Figura 5.4 - Preparação da superfície para a colagem do PRF.....	119
Figura 5.5 - Medidas de imperfeições geométricas iniciais	120
Figura 5.6 - Esquema de ensaio dos elementos do grupo A.....	121
Figura 5.7 - Esquema de ensaio dos elementos do grupo B.....	121
Figura 5.8 - Esquema de ensaio dos elementos do grupo C	122
Figura 5.9 - Curvas carga x deslocamento vertical dos conjuntos 5 e 6 do grupo A	122
Figura 5.10 - Curvas carga x deslocamento horizontal dos conjuntos 5 e 6 do grupo A	123
Figura 5.11 - Curva carga x deslocamento vertical do grupo A (conjunto 1)	124
Figura 5.12 - Curva carga x deslocamento horizontal do grupo A (conjunto 1).....	124
Figura 5.13 - Curva carga x deslocamento vertical do grupo A (conjunto 3).....	125
Figura 5.14 - Curva carga x deslocamento horizontal do grupo A (conjunto 3).....	125
Figura 5.15 - Curva carga x deslocamento vertical do grupo A (conjunto 5).....	126

Figura 5.16 - Curva carga x deslocamento horizontal do grupo A (conjunto 5).....	126
Figura 5.17 - Curva carga x deslocamento vertical do grupo B (conjunto 7)	127
Figura 5.18 - Curva carga x deslocamento horizontal do grupo B (conjunto 7)	127
Figura 5.19 - Curva carga x deslocamento vertical do grupo A (conjunto 2)	128
Figura 5.20 - Curva carga x deslocamento horizontal do grupo A (conjunto 2).....	128
Figura 5.21 - Curva carga x deslocamento vertical do grupo A (conjunto 4)	129
Figura 5.22 - Curva carga x deslocamento horizontal do grupo A (conjunto 4).....	129
Figura 5.23 - Curva carga x deslocamento vertical do grupo A (conjunto 6)	130
Figura 5.24 - Curva carga x deslocamento horizontal do grupo A (conjunto 6).....	130
Figura 5.25 - Curva carga x deslocamento vertical do grupo B (conjunto 8)	131
Figura 5.26 - Curva carga x deslocamento horizontal do grupo B (conjunto 8)	131
Figura 5.27 - Curva carga x deslocamento vertical do grupo B (conjunto 9)	132
Figura 5.28 - Curva carga x deslocamento horizontal do grupo B (conjunto 9)	132
Figura 5.29 - Curva carga x deslocamento vertical do grupo B (conjunto 10)	133
Figura 5.30 - Curva carga x deslocamento horizontal do grupo B (conjunto 10)	133
Figura 5.31 - Curva carga x deslocamento vertical do grupo B (conjunto 11)	134
Figura 5.32 - Curva carga x deslocamento horizontal do grupo B (conjunto 11).....	134
Figura 5.33 - Configurações de reforço das seções	137
Figura 5.34 - Curvas carga x deslocamento vertical do conjunto 2	138
Figura 5.35 - Curvas carga x deslocamento horizontal do conjunto 2	138
Figura 5.36 - Curva carga x deslocamento vertical (conjunto 1)	139
Figura 5.37 - Curva carga x deslocamento horizontal (conjunto 1)	140
Figura 5.38 - Curva carga x deslocamento vertical (conjunto 2 - $e' = L/1000$)	141
Figura 5.39 - Curva carga x deslocamento horizontal (conjunto 2 - $e' = L/1000$).....	141
Figura 5.40 - Curva carga x deslocamento vertical (conjunto 2 - $e' = L/2000$)	142
Figura 5.41 - Curva carga x deslocamento horizontal (conjunto 2 - $e' = L/2000$).....	142
Figura 5.42 - Curva carga x deslocamento vertical (conjunto 2 - $e' = L/3000$)	143
Figura 5.43 - Curva carga x deslocamento horizontal (conjunto 2 - $e' = L/3000$).....	143
Figura 7.1 - Resultados da análise paramétrica para seções SHS não reforçadas	150
Figura 7.2 - Ajuste de curva aos resultados da análise paramétrica para seções SHS não reforçadas.....	150
Figura 7.3 - Resultados da análise paramétrica para seções SHS reforçadas ($\alpha = 0,1$).....	151
Figura 7.4 - Ajuste de curva aos resultados da análise paramétrica para seções SHS reforçadas ($\alpha = 0,1$)	152

Figura 7.5 - Resultados da análise paramétrica para seções SHS reforçadas ($\alpha = 0,2$).....	152
Figura 7.6 - Ajuste de curva aos resultados da análise paramétrica para seções SHS reforçadas ($\alpha = 0,2$)	153
Figura 7.7 - Resultados da análise paramétrica para seções SHS reforçadas ($\alpha = 0,3$).....	153
Figura 7.8 - Ajuste de curva aos resultados da análise paramétrica para seções SHS reforçadas ($\alpha = 0,3$)	154
Figura 7.9 - Resumo: Curvas resistentes para seções SHS reforçadas	154
Figura 7.10 - Subdivisão das curvas resistentes em trechos para seções SHS	155
Figura 7.11 - Curvas de ganhos percentuais relativos de resistência para seções SHS.....	156
Figura 7.12 - Resultados da análise paramétrica para seções CHS não reforçadas.....	157
Figura 7.13 - Ajuste de curva aos resultados da análise paramétrica para seções CHS não reforçadas.....	158
Figura 7.14 - Resultados da análise paramétrica para seções CHS reforçadas ($\alpha = 0,1$)	158
Figura 7.15 - Ajuste de curva aos resultados da análise paramétrica para seções CHS reforçadas ($\alpha = 0,1$)	159
Figura 7.16 - Resultados da análise paramétrica para seções CHS reforçadas ($\alpha = 0,2$)	159
Figura 7.17 - Ajuste de curva aos resultados da análise paramétrica para seções CHS reforçadas ($\alpha = 0,2$)	160
Figura 7.18 - Resultados da análise paramétrica para seções CHS reforçadas ($\alpha = 0,3$)	160
Figura 7.19 - Ajuste de curva aos resultados da análise paramétrica para seções CHS reforçadas ($\alpha = 0,3$)	161
Figura 7.20 - Resumo: Curvas resistentes para seções CHS reforçadas	161
Figura 7.21 - Subdivisão das curvas resistentes em trechos para seções CHS.....	162
Figura 7.22 - Curvas de ganhos percentuais relativos de resistência para seções CHS	163

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Valores máximo normativos de imperfeições	43
Tabela 2.2 - Principais propriedades mecânicas do PRFC da Sika.....	48
Tabela 2.3 - Valores típicos das propriedades mecânicas de adesivos solicitados à tração	49
Tabela 2.4 - Resumo dos principais reforços em estruturas de aço com PRF já executados ...	52
Tabela 2.5 - Principais áreas de pesquisa do reforço de estruturas de aço com PRF	54
Tabela 2.6 - Resumo dos principais estudos realizados sobre o reforço de pilares de aço tubulares reforçados com PRF.....	59
Tabela 3.1 - Fatores de capacidade (ϕ) para estados limites últimos	76
Tabela 3.2 - Valores de esbeltez limite para elementos de placa	77
Tabela 3.3 - Valores (αb) para seções constantes de $kf = 1, 0$	79
Tabela 3.4 - Valores (αb) para seções constantes de $kf < 1, 0$	79
Tabela 3.5 - Fatores de comprimento efetivo devido às vinculações de extremidade	80
Tabela 3.6 - Fatores de imperfeição para curvas de flambagem	84
Tabela 3.7 - Relações diâmetro/espessura limites para seções tubulares circulares	97
Tabela 3.8 - Relações largura/espessura limites para seções tubulares retangulares ou quadradas	100
Tabela 4.1 - Resultados comparativos da análise de refino de malha	107
Tabela 5.1 - Resumo da campanha experimental de Shaat (2007).....	116
Tabela 5.2 - Propriedades mecânicas e geométricas dos PRF.....	117
Tabela 5.3 - Resumo das análises para pilares SHS sem reforço	135
Tabela 5.4 - Resumo das análises para pilares SHS com reforço.....	135
Tabela 5.5 - Resumo da campanha experimental de Gao, Balendra e Koh (2013).....	136
Tabela 5.6 - Propriedades mecânicas e geométricas dos PRF.....	137
Tabela 5.7 - Resumo das análises para pilares CHS sem reforço.....	144
Tabela 5.8 - Resumo das análises para pilares CHS com reforço	144
Tabela 6.1 - Propriedades do aço dos perfis tubulares	145
Tabela 6.2 - Propriedades do PRFC	146
Tabela 6.3 - Seções SHS parametrizadas	146
Tabela 6.4 - Resumo das análises paramétricas para seções SHS.....	147
Tabela 6.5 - Seções CHS parametrizadas	148
Tabela 6.6 - Resumo das análises paramétricas para seções CHS	148
Tabela 7.1 - Ganhos percentuais de resistência em função do reforço para seções SHS	156

Tabela 7.2 - Ganhos percentuais de resistência em função do reforço para seções CHS 163

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	OBJETIVOS	22
1.2	JUSTIFICATIVA	22
1.3	ESTRUTURA DOS CAPÍTULOS	23
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	25
2.1	PROPRIEDADES DE PILARES DE AÇO TUBULARES	26
2.1.1	Modos de falha	28
2.1.2	Resistência da seção bruta	30
2.1.3	Instabilidade global	32
2.1.3.1	Instabilidade global por flexão	32
2.1.3.2	Instabilidade global por torção, flexo-torção e distorcional	35
2.1.4	Instabilidade local	37
2.1.5	Imperfeições geométricas iniciais	42
2.1.6	Tensões residuais	44
2.2	PROPRIEDADES DE POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRA	46
2.3	PROPRIEDADES DE ADESIVOS.....	49
2.4	REFORÇO DE ESTRUTURAS DE AÇO COM PRFC	51
2.4.1	Reforço de pilares de aço tubulares com PRFC	58
2.4.2	Modos de falha de pilares de aço tubulares reforçados com PRFC	61
3	METODOLOGIAS DE DIMENSIONAMENTO	69
3.1	GENERALIDADES	70
3.2	PRÁTICAS NORMATIVAS DE DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS SUBMETIDOS À COMPRESSÃO	70
3.2.1	Dimensionamento de pilares tubulares de acordo com a ABNT NBR 8800:2008	70
3.2.2	Dimensionamento de pilares tubulares de acordo com a ABNT NBR 16239:2013	75

3.2.3	Dimensionamento de pilares tubulares de acordo com a SA AS 4100:1998	75
3.2.4	Dimensionamento de pilares tubulares de acordo com o CEN EN 1993-1-1:2005	80
3.3	METODOLOGIAS DE DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS SUBMETIDOS À COMPRESSÃO REFORÇADOS COM PRFC DOS PRINCIPAIS AUTORES	86
3.3.1	Reforço de pilares curtos de seções CHS com PRFC	86
3.3.1.1	Modelo de Haedir e Zhao (2011) – SA AS 4100:1998 Modificado	86
3.3.1.2	Modelo de Haedir e Zhao (2011) - CEN EN 1993-1-1:2005 Modificado ...	88
3.3.2	Reforço de pilares curtos de seções SHS e RHS com PRFC.....	89
3.3.2.1	Modelo de Bambach et al. (2009)	89
3.3.2.2	Modelo de Shaat e Fam (2006).....	92
3.3.3	Reforço de pilares longos de seções SHS e RHS com PRFC	93
3.3.3.1	Modelo de Shaat e Fam (2009).....	94
3.4	COMENTÁRIOS.....	97
4	MODELOS NUMÉRICOS PARA PILARES DE AÇO TUBULARES REFORÇADOS COM PRFC.....	101
4.1	MODELO DE ELEMENTOS FINITOS	101
4.2	PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS	103
4.3	TIPO DE ELEMENTO E DENSIDADE DE MALHA	105
4.4	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	107
4.4.1	Aço dos perfis tubulares.....	107
4.4.2	Aço das chapas de extremidade.....	108
4.4.3	Polímero reforçado com fibra de carbono – PRFC.....	108
4.5	ESTRATÉGIA DE MODELAGEM DA INTERFACE AÇO-PRFC	109
4.6	VÍNCULOS DE EXTREMIDADE E CARREGAMENTOS	109
4.7	IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS INICIAIS.....	110
4.8	TENSÕES RESIDUAIS	111
4.9	CRITÉRIO DE FALHA E MODELO DE DANO.....	112

	17
4.10	CRITÉRIOS DE ANÁLISE E CONVERGÊNCIA 112
4.11	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS 113
5	VALIDAÇÃO DA ESTRATÉGIA NUMÉRICA PARA OS MODELOS
	DESENVOLVIDOS 115
5.1	COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICOS E EXPERIMENTAIS DE SEÇÕES SHS 115
5.1.1	Elementos não reforçados 123
5.1.2	Elementos reforçados 128
5.1.3	Comentários 135
5.2	COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICOS E EXPERIMENTAIS DE SEÇÕES CHS 136
5.2.1	Elementos não reforçados 139
5.2.2	Elementos reforçados 140
5.2.3	Comentários 144
6	ANÁLISES PARAMÉTRICAS 145
6.1	ANÁLISES PARAMÉTRICAS PARA ELEMENTOS COM SEÇÕES SHS 146
6.2	ANÁLISES PARAMÉTRICAS PARA ELEMENTOS COM SEÇÕES CHS 147
7	RESULTADOS OBTIDOS 149
7.1	RESULTADOS DAS ANÁLISES PARAMÉTRICAS PARA ELEMENTOS COM SEÇÕES SHS 149
7.1.1	Elementos não reforçados 150
7.1.2	Elementos reforçados 151
7.1.3	Comentários 155
7.2	RESULTADOS DAS ANÁLISES PARAMÉTRICAS PARA ELEMENTOS COM SEÇÕES CHS 157
7.2.1	Elementos não reforçados 157
7.2.2	Elementos reforçados 158
7.2.3	Comentários 162

8	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	165
8.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS E CONCLUSÕES	165
8.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	167
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	169
	APÊNDICE A – Resultados análise paramétrica: carga última dos pilares de seção SHS.	174
	APÊNDICE B – Resultados análise paramétrica: carga última dos pilares de seção CHS	175

1 INTRODUÇÃO

Existem indícios de que o uso do ferro ocorre desde aproximadamente 8.000 anos, em civilizações como a do Egito e da Babilônia, sendo que, nestas civilizações o ferro era utilizado nas edificações sem a finalidade estrutural, apenas como elementos de decoração. O uso do ferro em larga escala, para a produção de aço, ocorreu por volta de meados do século XIX, impulsionado pela Revolução Industrial. No Brasil, o uso do aço se correlaciona ao contexto histórico ocorrido. Em 1905, o Brasil possuía não mais do que dois alto-fornos, sendo um deles inoperante devido à concorrência internacional, totalizando uma produção equivalente a 2.100 toneladas de aço por ano (ARAÚJO, 1997). No intervalo entre as duas guerras mundiais, devido a paralisação das importações, surge a necessidade do aumento da capacidade produtiva de aço, surgindo assim as empresas que hoje formam o parque siderúrgico nacional. De acordo com o Instituto Aço Brasil (2017), atualmente, a produção nacional de aço gira em torno de 26,6 milhões de toneladas anuais, alcançando um lugar de destaque internacional como sétimo maior produtor do mundo.

O aumento significativo da produção nacional do aço se deve, além de outros fatores, a sua crescente aplicação na construção civil. Neste setor, o aço é amplamente empregado em estruturas de pontes rodoviárias e ferroviárias, torres de transmissão, galpões, hangares, edifícios industriais, comerciais e residências, plataformas, coberturas de grandes vãos como estádios ou portos, construção naval, estacas prancha, etc.

O aço utilizado em estruturas das mais diferentes edificações é empregado no formato de chapas, perfis, barras, tubos e outros. Dentre os possíveis elementos constituintes de uma estrutura de aço, as colunas ou pilares são elementos estruturais verticais ou inclinados solicitados por ações axiais de compressão, concomitantes ou não por momentos fletores e torsões. Os pilares de aço são usualmente perfis com seções I, H, caixões, compostas por mais de uma tipologia de perfil formando treliças e tubulares.

Parâmetro norteador para o desempenho de pilares, a esbeltez é essencial para avaliar o potencial à instabilidade do elemento, fato tão marcante que ditava a geometria de pilares desde a antiguidade, como por exemplo nas colunas Coríntias, aonde estas possuem altura equivalente a onze vezes o diâmetro e as Jônicas que possuem nove vezes, ambas em elementos pétreos. Perfis solicitados somente a compressão são escolhidos de forma a terem, desejavelmente, o mesmo índice de esbeltez nas direções X e Y. Quanto a estabilidade, a seção de maior eficiência, quando se tem o mesmo comprimento destravado nos dois sentidos, é a tubular circular.

Muitas vezes, ao longo da vida útil destas estruturas ocorre a necessidade de reparo ou reforço das mesmas, seja devido a ocorrência de alta deterioração em função da idade da estrutura e estado de corrosão das peças ou mesmo devido ao ponto de vista funcional, ditado pela alteração do seu uso, onde as novas cargas atuantes venham a exceder as cargas de projeto.

De acordo com Zhao e Zhang (2007), o método convencional de reparo ou reforço de estruturas de aço consiste no corte e substituição parcial de chapas constituintes do elemento ou na inserção de chapas externas ao perfil, sendo essas chapas geralmente volumosas, pesadas, de difícil manipulação e propensas a corrosão e a fadiga. Neste contexto, o reforço de estruturas de aço com polímeros reforçados com fibra se mostra uma solução de grande potencial.

Ao longo das últimas duas décadas, os PRF⁵ têm ganho gradual aceitação em aplicações de engenharia civil, devido às suas vantagens ímpares, dentre as quais se destacam a sua elevada relação resistência-peso e excelente resistência a corrosão. O uso dos PRF para a recuperação e reforço de estruturas de concreto se mostra uma técnica consagrada e já difundida, porém, a sua aplicação em estruturas de aço ainda é bastante restrita, principalmente no Brasil. Em outros países, como o Reino Unido, Estados Unidos, Itália e Japão, já existem manuais de projeto referentes ao reforço de estruturas de aço com PRF. A primeira aplicação de PRF para o reforço de estruturas metálicas foi na ponte de Tickford (apresentada na Figura 1.1) no Reino Unido (LANE e WARD, 2000).

Figura 1.1 - Ponte de Tickford, Reino Unido

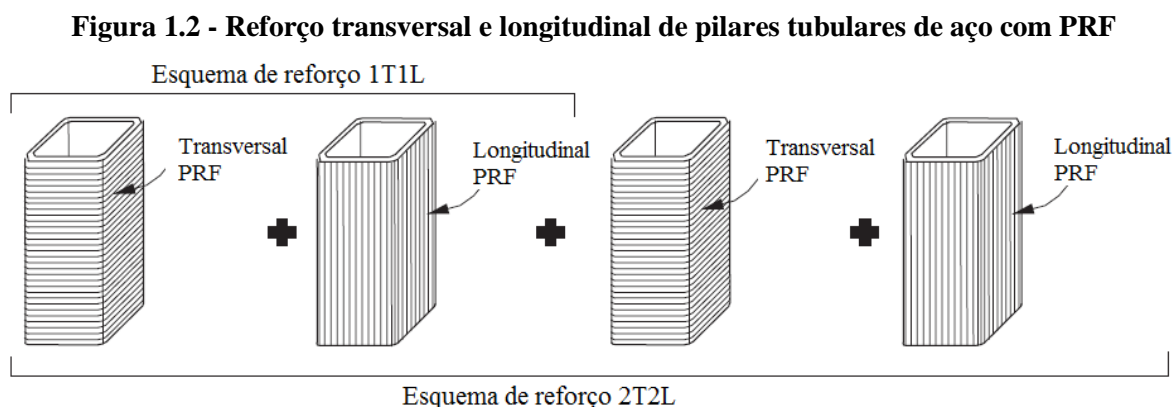


Fonte: <http://www.newportmuster.org.uk>

⁵ PRF – Polímeros Reforçados com Fibra

Atualmente, os principais campos de estudo da aplicação de PRF no reforço de estruturas de aço são o reforço à compressão, flexão, fadiga e determinados tipos de ligações. Perante o reforço à compressão, Zhao (2014) menciona que, os elementos comprimidos geralmente falham por instabilidade local, instabilidade global por flexão e ou torção, dependendo da seção transversal ou ainda por instabilidade global por distorção, no caso de seções abertas e que a presença do reforço com PRF pode retardar ou mesmo eliminar tais instabilidades, aumentando a capacidade resistente do elemento.

O reforço de pilares tubulares de aço circulares ou retangulares, com PRF, basicamente pode ser efetuado de duas maneiras, a primeira com as fibras orientadas transversalmente em relação ao eixo longitudinal do pilar e uma segunda com as fibras orientadas paralelas ao eixo. Desta maneira, o reforço pode ser efetuado através da composição de diferentes configurações de camadas de PRF. A Figura 1.2 apresenta uma composição de reforço com duas camadas transversais e duas longitudinais.



Fonte: Adaptado de Zhao (2014)

Para pilares curtos ou não esbeltos, Shaat e Fam (2006) reportam que camadas de PRF dispostas transversalmente em relação ao eixo longitudinal do elemento se mostraram eficazes, e que pilares reforçados com PRF tiveram um aumento da capacidade de carga da ordem de 18% para pilares curtos ou não esbeltos e de 13 a 23% para pilares longos ou esbeltos.

Devido à grande competitividade existente no mercado atual, vem à tona a necessidade do desenvolvimento de novos materiais e novas tecnologias. O mercado da construção civil se mostra um consumidor de aço em potencial, o que torna importante o desenvolvimento de novas técnicas, com o intuito de melhorar o seu aproveitamento. Portanto, o estudo do comportamento de pilares tubulares de aço reforçados com PRF pretende contribuir positivamente ao uso de estruturas de aço.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho é avaliar o comportamento de pilares de aço tubulares, esbeltos com seções compactas, reforçados com PRFC e solicitados à compressão, por meio de modelos numéricos via método dos elementos finitos, aferidos e calibrados a partir de resultados experimentais.

Mais especificamente, os objetivos desta pesquisa consistem em:

1. Estudar o comportamento mecânico de pilares de aço tubulares quadrados e circulares não reforçados e reforçados com PRF;
2. Avaliar os principais modos de falha de pilares de aço tubulares reforçados com PRF;
3. Aferir a influência das variáveis:
 - I. Relação diâmetro-espessura no caso de pilares tubulares circulares;
 - II. Relação lado-espessura no caso de pilares tubulares quadrados;
 - III. Esbeltez global do elemento;
 - IV. Taxa de reforço;
4. Apresentar as principais metodologias de dimensionamento de pilares de aço tubulares reforçados com PRF submetidos à compressão;
5. Desenvolver e validar modelos numéricos, via método dos elementos finitos;
6. Propor curvas resistentes de pilares tubulares de aço reforçados com PRFC, com base nas normas ABNT⁶ NBR⁷ 8800:2008 e ABNT NBR 16239:2013.

1.2 JUSTIFICATIVA

O emprego de pilares tubulares de aço (circulares, quadrados ou retangulares) é uma solução interessante para diversas obras, tanto do ponto de vista arquitetônico quanto construtivo e mecânico. A necessidade de reabilitação e reforço de estruturas sem a interrupção do seu uso torna-se cada vez mais importante, fato que potencializa o emprego de PRF como reforço, se mostrando uma técnica promissora. Esta técnica já é difundida em diversos países, porém, no Brasil ainda pouco utilizada ou não utilizada, especialmente em relação à sua aplicação em estruturas de aço. É evidente a possibilidade da aplicação da técnica em âmbito nacional, em virtude especialmente do aumento da utilização de estruturas em aço nas últimas duas décadas e da eventual necessidade de reabilitação ou reforço de estruturas já existentes.

⁶ ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

⁷ NBR – Norma Brasileira

O desconhecimento do comportamento de pilares de aço tubulares reforçados com PRF pode acarretar em uma avaliação errônea do aumento da capacidade resistente do pilar, não apenas podendo vir a comprometer o uso de uma estrutura, como também podendo gerar o colapso da mesma. Devido ao pequeno número de referências sobre o tema, as incertezas presentes no complexo comportamento de pilares reforçados com fibra fazem que o engenheiro projetista direcione o reforço para uma outra solução alternativa.

1.3 ESTRUTURA DOS CAPÍTULOS

No capítulo 2 são apresentados os principais conceitos referentes ao comportamento de pilares de aço tubulares, com o intuito de gerar subsídios para um completo entendimento do tema. Para o pleno entendimento do comportamento dos pilares reforçados com PRF é necessária compreensão prévia do comportamento mecânico de um pilar tubular de aço, das propriedades mecânicas do PRF utilizado e também do comportamento de aderência entre o pilar e o PRF ao qual é vinculado as propriedades do adesivo utilizado.

No capítulo 3 são apresentadas as metodologias de dimensionamento de pilares tubulares, constantes nas normativas ABNT NBR 8800:2008, ABNT NBR 16239:2013, SA AS 4100:1998 e CEN EN 1993-1-1:2005. Na sequência, são apresentados os principais modelos de dimensionamento de pilares tubulares reforçados com PRF dos principais autores, sendo estes o SA AS 4100:1998 Modificado e CEN EN 1993-1-1:2005 Modificado de autoria de Haedir e Zhao (2011), para pilares tubulares circulares curtos, os modelos de Bambach et al. (2009) e Shaat e Fam (2006) para pilares tubulares retangulares ou quadrados curtos e Shaat e Fam (2009), para pilares tubulares retangulares ou quadrados esbeltos.

No capítulo 4 são explanados os conceitos, diretrizes e condições de contorno utilizados nos modelos numéricos desenvolvidos a partir do software de análise ANSYS®. São apresentadas também as simplificações de modelagem e as suas implicações para o comportamento do modelo. Basicamente os modelos numéricos se subdividem em dois grupos, o dos pilares tubulares circulares e quadrados, reforçados ou não com PRFC.

No capítulo 5 são apresentados os resultados obtidos através dos modelos numéricos e estes são comparados a resultados experimentais existentes. No caso de pilares com seções SHS, reforçados ou não, os resultados são comparados aos resultados experimentais obtidos por Shaat (2007) e no caso dos elementos de seção CHS, estes serão comparados aos resultados de Gao, Balendra e Koh (2013).

No capítulo 6 são apresentados os resultados obtidos a partir das análises numéricas paramétricas, geradas a partir de modelos já calibrados a partir de resultados experimentais, imposições normativas e citações bibliográficas. As análises paramétricas consistem em uma varredura de análises, tendo como variáveis a esbeltez global, local e taxa de reforço.

No capítulo 7 são expostos os resultados obtidos na análise paramétrica bem como o tratamento destes dados. Estes resultados se subdividem entre pilares de seções SHS e CHS com e sem reforço. Baseado nos resultados obtidos, são propostas curvas resistentes para elementos comprimidos com taxas de reforço iguais a 0,1, 0,2 e 0,3 e pautadas em critérios constantes na ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 16239:2013.

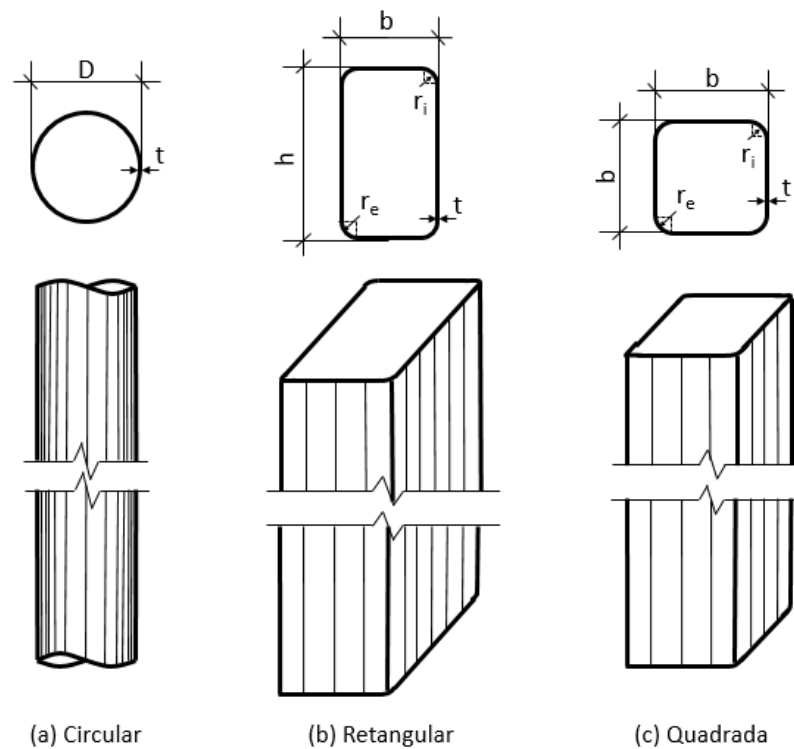
No capítulo 8 são apresentadas as conclusões inerentes a pesquisa efetuada bem como proposições para o desenvolvimento de trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Para o real entendimento da presente pesquisa se faz essencial o conhecimento de conceitos básicos acerca do comportamento de pilares de aço tubulares submetidos à compressão. Portanto, estes conceitos serão abordados, visando gerar uma linha lógica de raciocínio que resulte no entendimento de como o reforço através de PRF possa vir a alterar o comportamento e conseqüente acréscimo de resistência dos pilares.

Basicamente, as seções tubulares de aço empregadas na construção civil se restringem a três tipologias: circulares, retangulares ou quadradas. A Figura 2.1, ilustra as três tipologias:

Figura 2.1 - Seções tubulares de aço usuais



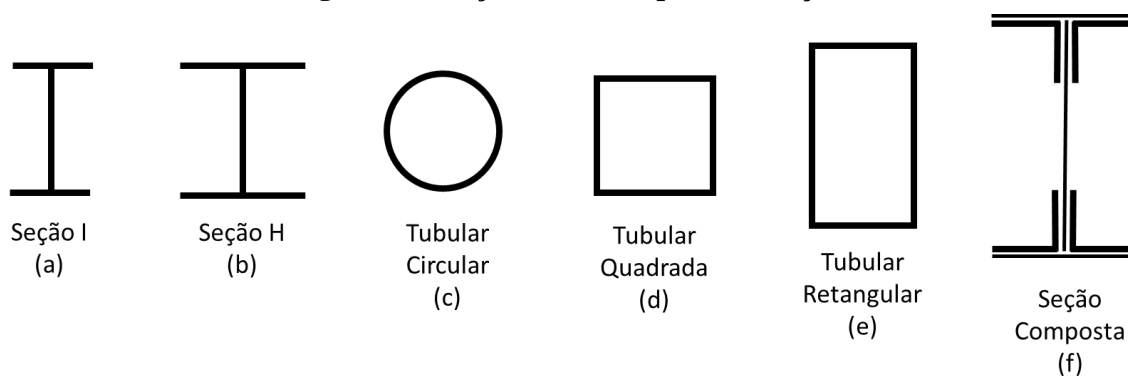
Fonte: Do próprio autor

Para o caso específico desta pesquisa, outras seções transversais tubulares diferentes das apresentadas não serão abordadas. Para as seções tubulares de aço, é usual na literatura estrangeira o emprego dos termos em inglês “*circular hollow section*”, abreviado pela sigla *CHS* para seções circulares, “*square hollow section*”, de sigla *SHS* para seções quadradas e “*rectangular hollow section*”, de sigla *RHS* para seções retangulares. Ao longo deste estudo, por vezes, serão empregadas estas siglas, para designar as respectivas seções.

2.1 PROPRIEDADES DE PILARES DE AÇO TUBULARES

McCormac e Csernak (2012) afirmam que pilares de aço são geralmente elementos verticais, cujo comprimento é consideravelmente maior que a sua largura e que teoricamente, uma infinidade de seções transversais poderia ser utilizada para resistir a cargas de compressão em uma estrutura. Porém, na prática, uma grande porção destas seções são descartadas devido a: propriedades mecânicas e geométricas ineficientes da seção, problemas de ligações e imposições arquitetônicas e do sistema estrutural adotado. A Figura 2.2 apresenta as principais seções adotadas para pilares de aço:

Figura 2.2 - Seções usuais de pilares de aço



Fonte: Do próprio autor

As seções tubulares, sejam elas circulares, quadradas ou retangulares são muito utilizadas na estruturação de diversas edificações. O emprego de pilares tubulares se mostra uma solução limpa, organizada, de fácil fabricação e montagem. Mesmo para elevadas cargas, a seção tubular circular possui comportamento satisfatório. Pilares circulares possuem a grande vantagem de ter as mesmas propriedades geométricas em todas as direções e são geralmente muito econômicos, a menos que os momentos fletores sejam demasiadamente grandes.

Tubos retangulares e quadrados estão sendo cada vez mais utilizados. Por muito tempo, apenas algumas usinas produziam tubos retangulares ou quadrados para a finalidade estrutural. Provavelmente a maior razão residia na dificuldade de se efetuar as ligações através de rebites ou parafusos. Porém, este problema foi eliminado com o advento do processo de soldagem moderno (MCCORMAC e CSERNAK, 2012).

McCormac e Csernak (2012) predizem que o uso de tubos com a finalidade estrutural por arquitetos e engenheiros tenderá a crescer nos próximos anos por várias razões:

1. A seção mais eficiente quando submetida à compressão é aquela que possui raio de giração constante em torno de seu centroide, uma propriedade disponível em

seções tubulares circulares. A seção quadrada é a segunda mais eficiente, perdendo apenas para a circular;

2. Seções tubulares quadriláteras ou circulares são muito mais fáceis de se pintar do que seções abertas, como I ou H. Além disso, os cantos arredondados tornam mais fácil a aplicação de tinta ou outros revestimentos de forma uniforme em torno da seção;
3. Possuem menor superfície para pintar ou aplicar sistema de proteção contrafogo quando comparadas as seções abertas;
4. Possuem excelente resistência a torção;
5. O acabamento superficial das seções tubulares é bastante atrativo;
6. Quando exposta a ações de vento, as seções tubulares circulares possuem aproximadamente dois terços da resistência de seções tubulares quadriláteras de mesma largura;
7. Se o critério de limpeza do ambiente for importante, a seção tubular circular é a ideal, visto a inexistência de arestas vivas.

Uma ligeira desvantagem aparece em determinadas situações aonde as extremidades dos tubos estão sujeitas a atmosfera corrosiva, sendo que, nestes casos ocorre a necessidade de selar a sua extremidade, visando a proteção da superfície interna do tubo, tornando inacessível a corrosão. Apesar das seções tubulares retangulares se mostrarem muito atrativas como vigas, quando comparadas as seções I, se mostram menos eficientes, resistindo a momentos fletores menores, para um elemento de mesmo peso.

Perante o processo de fabricação, Araújo et al. (2001) definem que os perfis tubulares de aço podem ser classificados em dois grandes grupos, sendo estes, os tubos sem costura e os com costura. Os tubos sem costura são fabricados a partir do processo de laminação a quente, originados a partir de um bloco maciço ou uma barra maciça que é laminado e perfurado por mandril, obtendo assim as dimensões finais. Estes são resfriados em um leito de resfriamento, até que se atinja a temperatura ambiente. Devido a distribuição uniforme de massa em torno do seu eixo a temperatura se mantém praticamente constante ao longo do seu comprimento e em qualquer ponto da sua seção transversal, fato que vem a minimizar os efeitos das tensões residuais. Já os tubos com costura são produzidos a partir de chapas de aço, dobradas e então “costuradas”, ou seja, são soldadas na região de encontro das mesmas e devido ao processo de soldagem são introduzidas tensões residuais de intensidade superior ao restante da peça, implicando assim em um pior desempenho estrutural quando comparados aos tubos obtidos por laminação.

2.1.1 Modos de falha

A falha em uma estrutura significa que a mesma atingiu condições indesejáveis, podendo ocasionar o colapso total ou parcial (estado limite último) ou então a interrupção do uso normal da estrutura (estado limite de serviço). Em elementos de aço comprimidos, os modos de falha podem ocorrer devido ao esgotamento da capacidade resistente da seção ou através do fenômeno de instabilidade.

Segundo Yu (2000), a concepção de pilares de aço submetidos a compressão deve ser efetuada verificando os seguintes estados limites, os quais são dependentes da configuração da seção transversal do pilar, do comprimento efetivo do pilar e das propriedades do material:

- Escoamento da seção;
- Instabilidade global do pilar:
 - a. Flambagem por flexão: flexão atuante nos eixos principais;
 - b. Flambagem por torção: torção em relação ao centro de cisalhamento da seção;
 - c. Flambagem por flexo-torção: ocorrência simultânea de flexão e torção;
- Instabilidade local de elementos constituintes da seção.

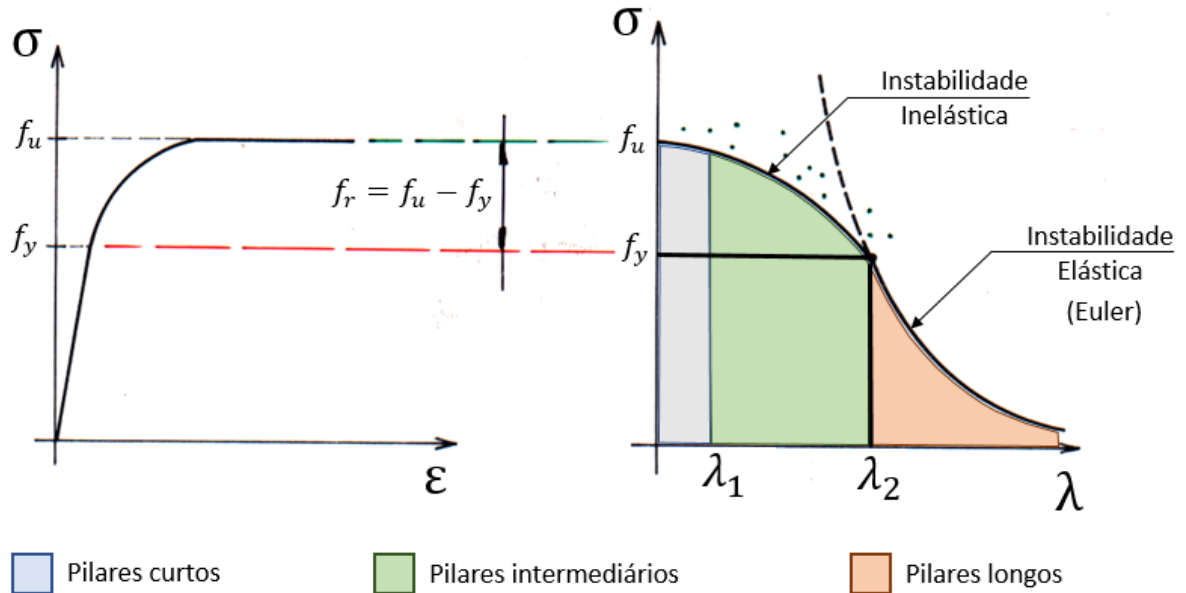
Segundo McCormac e Csernak (2012), a carga última de um pilar de aço e o seu modo de falha são muito dependentes do seu comprimento efetivo. Um pilar de aço muito curto e compacto pode ser carregado até que o aço escoe e como resultado o elemento poderá suportar aproximadamente a mesma carga de compressão que o elemento resiste na tração. Com o aumento do comprimento efetivo do pilar, a intensidade da carga capaz de gerar a instabilidade do elemento diminui. Se o comprimento efetivo do pilar exceder certo valor, a intensidade da carga geradora da instabilidade se torna tão pequena que o pilar falha antes de qualquer indicio de escoamento localizado da seção, fenômeno denominado por falha elástica.

Os pilares são geralmente classificados como longos, intermediários e curtos, perante o seu comprimento efetivo.

Para pilares globalmente esbeltos, a fórmula de Euler remete a resultados muito bons de carga última, aonde as tensões críticas de instabilidade permanecem abaixo das tensões de escoamento do aço. Estes pilares sofrerão instabilidade elástica. Em pilares curtos, as tensões que levam a falha são iguais as tensões de escoamento do material e não há a ocorrência de instabilidade. Para pilares intermediários, algumas das fibras do elemento atingirão o escoamento a algumas não, levando o elemento a falhar por escoamento e instabilidade em simultâneo e o seu comportamento é denominado instabilidade inelástico. Uma grande parcela dos pilares se encontram nessa faixa.

A Figura 2.3 resume o explicitado:

Figura 2.3 - Modos de falha de pilares de aço

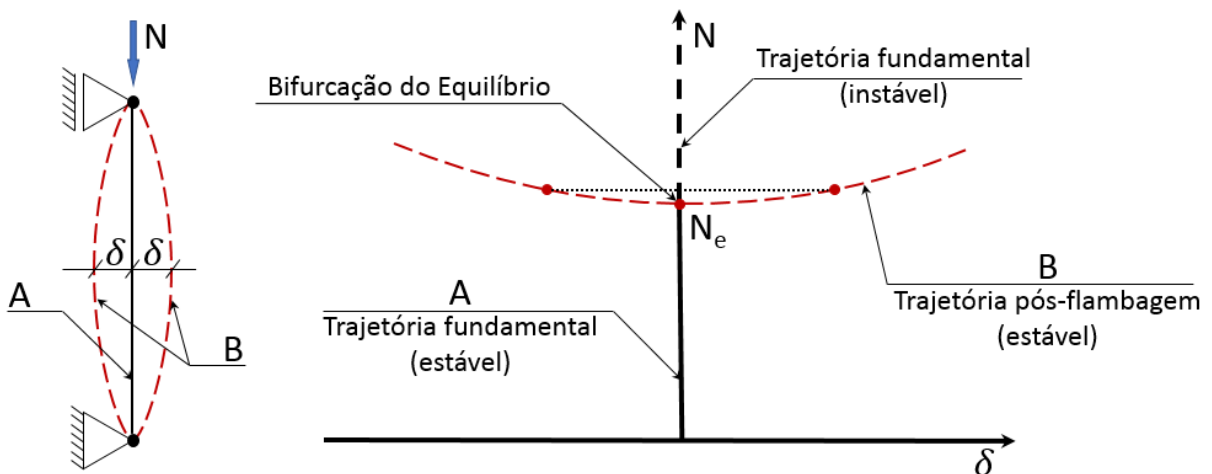


Fonte: Adaptado de Malite (2010)

Galambos e Surovek (2008) salientam que, para o real entendimento do comportamento e para projetar estruturas de aço, o engenheiro necessita conhecer os principais conceitos da estabilidade e definem a ocorrência de instabilidade quando “*um pequeno acréscimo de carga causa um grande deslocamento*”.

A Figura 2.4, apresentada a seguir, mostra o comportamento de pilares perante a estabilidade:

Figura 2.4 - Trajetória fundamental da estabilidade para pilares ideais



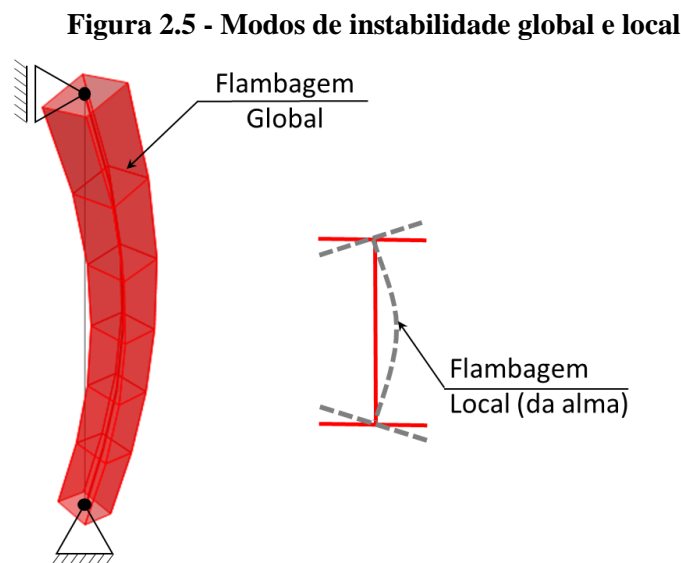
Fonte: Adaptado de Malite (2010)

Em termos de instabilidade, McCormac e Csernak (2012) descrevem a ocorrência de três modos gerais de falha:

1. Flambagem por flexão (também conhecida como flambagem de Euler), que no momento da ocorrência da instabilidade os elementos estão submetidos à flexão;
2. Flambagem local, que ocorre quando apenas alguma parte da seção transversal do pilar apresenta instabilidade local. A susceptibilidade do pilar à flambagem local é mensurada pela relação largura-espessura das partes que compõem a seção transversal do elemento;
3. Flambagem por torção ou flexo-torção, que ocorre em pilares que possuem determinadas configurações de seção transversal. Esses elementos falham por flambagem devido à torção ou por uma combinação de torção e flexão.

De acordo com Chamberlain et al. (2013), o fenômeno de instabilidade pode ocorrer entre as extremidades dos elementos, denominada flambagem global, ou se localizar em pontos específicos ao longo da barra, denominada instabilidade local.

A Figura 2.5 apresenta estes dois modos de instabilidade:



Fonte: Do próprio autor

2.1.2 Resistência da seção bruta

Yu (2000), descreve que um pilar muito curto e compacto, sob carga axial pode falhar por escoamento da seção. Para este caso, a carga de escoamento da seção é:

$$P_y = Af_y \quad (2.1)$$

Onde A é a área da seção transversal e f_y é a tensão de escoamento do aço.

No caso de seções tubulares circulares, a equação 2.1 adquire a seguinte configuração:

$$P_y = [\pi (dt - t^2)] f_y \quad (2.2)$$

Para seções tubulares retangulares e quadradas, a equação 2.1 adquire a seguinte configuração:

$$P_y = [2t(b + h - 2t) - (4 - \pi) (r_e^2 - r_i^2)] f_y \quad (2.3)$$

Onde d é o diâmetro da seção circular, t é a espessura, b e h são as dimensões e r_e e r_i são os raios externos e internos dos vértices das seções quadradas e retangulares, como ilustrado na Figura 2.1.

Araújo et al. (2016), no livro *Projeto de Estruturas de Edificações com Perfis Tubulares de Aço* remete que, para tubos retangulares e quadrados, a critério de cálculo, os valores para os raios de canto são obtidos de acordo com a tipologia de conformação da seção, como exposto a seguir:

Tubos estruturais cuja forma final é obtida por processo a quente.

- Raio de canto externo (r_e):

$$r_e = 1,5 t \quad (2.4)$$

- Raio de canto interno (r_i):

$$r_e = 1,0 t \quad (2.5)$$

Tubos estruturais cuja forma final é obtida por conformação a frio.

- Raio de canto externo (r_e):

$$r_e = 2,0 t \text{ para } t \leq 6,3 \text{ mm} \quad (2.6)$$

$$r_e = 2,5 t \text{ para } 6,3 \text{ mm} < t \leq 9,5 \text{ mm} \quad (2.7)$$

$$r_e = 3,0 t \text{ para } 9,5 \text{ mm} < t \leq 37,5 \text{ mm} \quad (2.8)$$

- Raio de canto interno (r_i):

$$r_i = 1,0 t \text{ para } t \leq 6,3 \text{ mm} \quad (2.9)$$

$$r_i = 1,5 t \text{ para } 6,3 \text{ mm} < t \leq 9,5 \text{ mm} \quad (2.10)$$

$$r_i = 2,0 t \text{ para } 9,5 \text{ mm} < t \leq 37,5 \text{ mm} \quad (2.11)$$

2.1.3 Instabilidade global

A carga crítica de Euler, deduzida a seguir, se refere ao caso particular de instabilidade devido a flexão.

Souza (2009), expõe que em barras de seção aberta podem ocorrer outros fenômenos de instabilidade global, sendo estes devido à torção e à flexo-torção. Yu (2000), remete que, seções fechadas, caso das seções tubulares, possuem baixo potencial a ocorrência de instabilidade por torção e ou flexo-torção, por possuírem elevada rigidez a torção e complementa que, para seções abertas, estes modos devem necessariamente serem levados em consideração.

Além dos modos devido à flexão, torção e flexo-torção, existe a possível ocorrência de instabilidade distorcional, caracterizada pela alteração da geometria original da seção transversal pela rotação e translação dos elementos constituintes submetidos à tensão de compressão (SILVA E GONÇALVES, 2006).

2.1.3.1 Instabilidade global por flexão

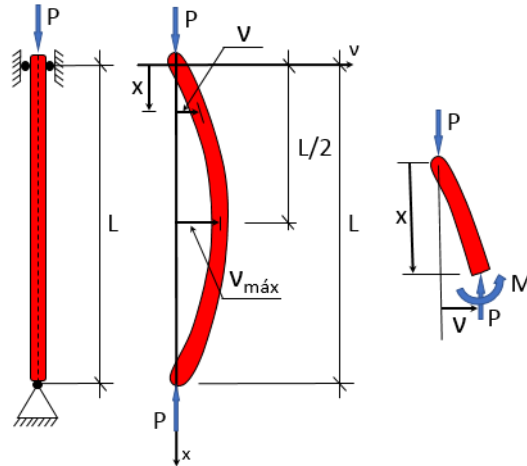
De acordo com Souza (2009), para elementos curtos submetidos à compressão, com esbelteza $\lambda \leq \lambda_{pl}$ não ocorre o fenômeno de instabilidade. Porém para elementos longos, com esbelteza $\lambda \geq \lambda_{pl}$ pode ocorrer a instabilidade global por flexão ainda em regime elástico, dentro da validade das hipóteses de Euler, precursor do estudo do fenômeno de flambagem em barras, sendo o caso de instabilidade elástica exposto na Figura 2.6.

Dentre as hipóteses, simplificações e aproximações, Euler definiu uma barra ideal, sendo objeto de seus estudos, da seguinte maneira:

1. Material homogêneo (sem tensões residuais) e de comportamento elástico linear;
2. O elemento é prismático e sem imperfeições geométricas;
3. As suas extremidades são rótulas ideais;
4. A força é aplicada sem excentricidade;
5. Não ocorre instabilidade local dos elementos da seção ou por instabilidade global por torção.

A seguir, na Figura 2.6 é apresentada uma imagem do modelo de análise ideal definido por Euler:

Figura 2.6 - Modelo ideal de barra submetida a compressão de Euler



Fonte: Do próprio autor

Seguindo essas hipóteses e considerando o equilíbrio da barra em uma posição levemente deformada é possível deduzir a equação diferencial que governa o problema, partindo da equação da linha elástica do elemento:

$$\frac{d^2v}{dx^2} + \left(\frac{P}{EI}\right)v = 0 \quad (2.12)$$

A solução geral para essa equação diferencial homogênea de segunda ordem é do seguinte tipo:

$$v = X_1 \operatorname{sen}\left(\sqrt{\frac{P}{EI}}x\right) + X_2 \operatorname{cos}\left(\sqrt{\frac{P}{EI}}x\right) \quad (2.13)$$

Aplicando as condições de contorno, as constantes X_1 e X_2 são determinadas. No caso de apoios rotulados, indeslocáveis lateralmente e momento fletor atuante nulo, para as coordenadas extremas ($x = 0$ e $x = L$) o deslocamento é nulo ($v = 0$), resultando em:

$$X_1 \operatorname{sen}\left(\sqrt{\frac{P}{EI}}L\right) = 0 \quad (2.14)$$

$$X_2 = 0 \quad (2.15)$$

Consequentemente, a equação 2.7 será satisfeita somente se:

$$\text{sen}\left(\sqrt{\frac{P}{EI}}L\right) = 0 \quad (2.16)$$

Impondo que:

$$\sqrt{\frac{P}{EI}}L = n\pi \quad (2.17)$$

Isolando a carga P:

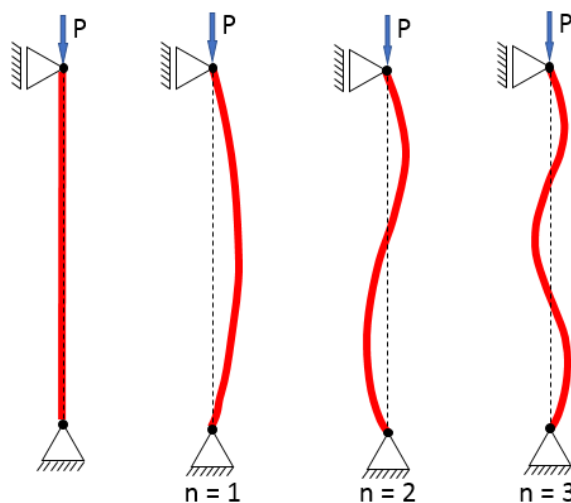
$$P = \frac{n^2\pi^2 EI}{L^2} \quad (2.18)$$

O primeiro modo de instabilidade ocorre para $n = 1$, denominado modo fundamental e a carga correspondente a este modo é denominada carga crítica de Euler:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (2.19)$$

Embora um elemento comprimido possa sofrer o fenômeno de instabilidade nos modos sucessores ao modo fundamental, na prática isso só seria possível se existissem travamentos laterais ideais ao longo do vão. O modo fundamental se caracteriza por possuir deformada com apenas uma única curvatura, enquanto o segundo modo possui dupla curvatura, o terceiro possui três curvaturas e assim sucessivamente. A seguir, a Figura 2.7 apresenta os três primeiros modos de instabilidade à flexão, para um elemento bi-apoiado:

Figura 2.7 - Modos de instabilidade à flexão para um elemento bi-apoiado



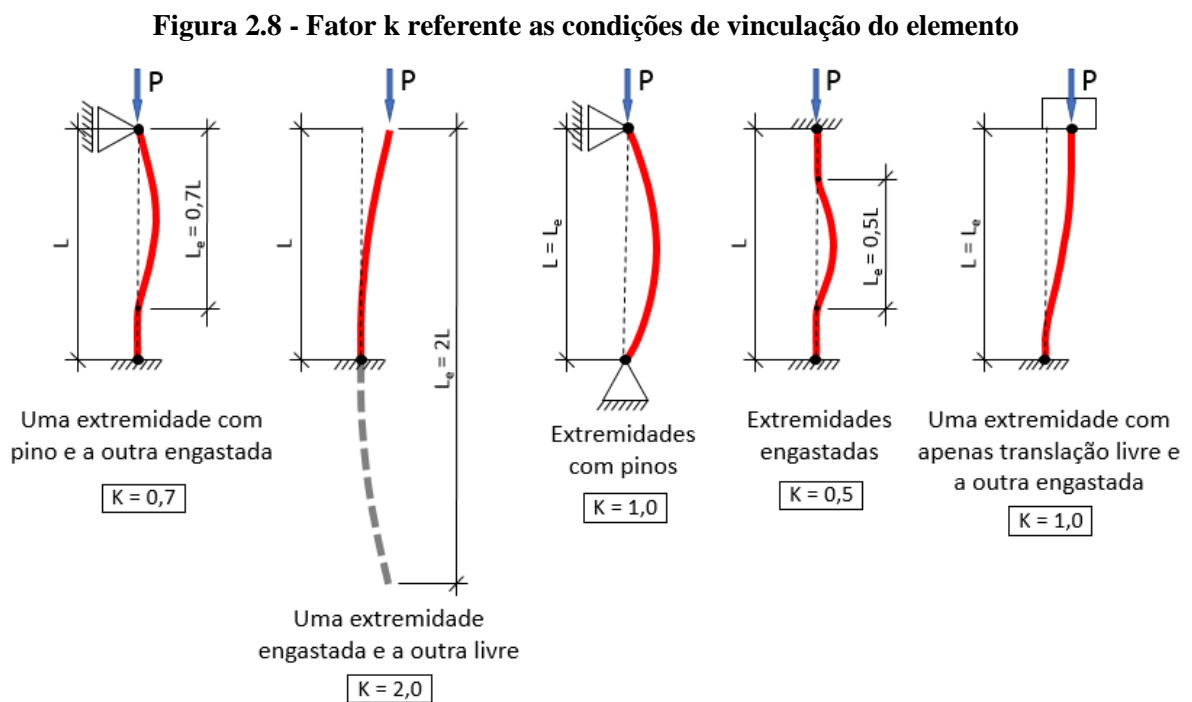
Fonte: Do próprio autor

A dedução da equação referente a carga crítica de Euler foi efetuada se considerando a barra como biarticulada. Porém, para condições de contorno diferentes são obtidos valores diferentes para a carga crítica. Na prática de projetos, pode-se substituir o comprimento real da barra por um comprimento fictício denominado comprimento efetivo de flambagem (SOUZA, 2009). Desta maneira a equação 2.19 adquire a seguinte configuração:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} \quad (2.20)$$

Onde E é o módulo de elasticidade do material, I é o momento de inércia da seção transversal do elemento, L é o comprimento destravado na direção considerada e k é o parâmetro de comprimento equivalente ao qual remete as condições de vinculação do elemento.

A Figura 2.8 apresenta algumas das principais situações de vinculações de um elemento submetido à compressão e o respectivo fator de correção do comprimento efetivo de instabilidade do pilar:



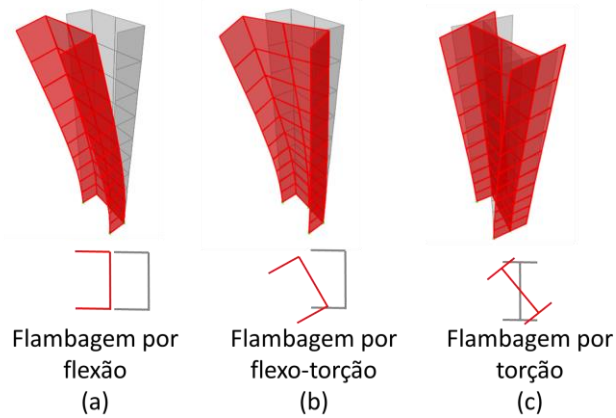
Fonte: Do próprio autor

2.1.3.2 Instabilidade global por torção, flexo-torção e distorcional

A instabilidade por torção está associada a rotações da seção transversal do elemento enquanto que a instabilidade por flexo-torção se caracteriza pela ocorrência combinada de flexão e torção no elemento comprimido.

A Figura 2.9, apresenta os três modos gerais de instabilidade globais mencionados anteriormente:

Figura 2.9 - Modos de instabilidade globais



Fonte: Do próprio autor

De forma análoga a Equação 2.20, a qual mensura a carga crítica teórica de instabilidade global por flexão, a seguir são apresentadas as Equações 2.21 e 2.22, referentes à carga crítica teórica de instabilidade por torção e por flexo-torção, respectivamente. Ambas constam no Anexo E da ABNT NBR 8800:2008.

$$P_{cr} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(kL)^2} + GJ \right] \quad (2.21)$$

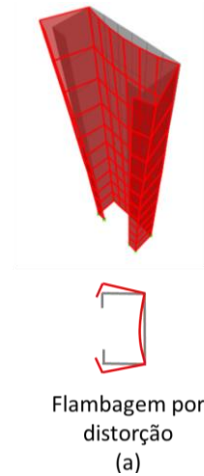
$$P_{cr} = \frac{N_{ey} + N_{ez}}{2[1 - (y_0/x_0)^2]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ey}N_{ez}[1 - (y_0/x_0)^2]}{(N_{ey} + N_{ez})^2}} \right] \quad (2.22)$$

Onde C_w é a constante de empenamento da seção transversal, G é o módulo de elasticidade transversal do material, J é a constante de torção da seção transversal, r_0 é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento, x_0 e y_0 são as coordenadas do centro de cisalhamento na direção dos eixos centrais x e y , respectivamente, em relação ao centro geométrico da seção e N_{ey} e N_{ez} são as cargas críticas teóricas de instabilidade por flexão e torção respectivamente.

Além dos modos de instabilidade globais apresentados acima, Malite (2010) ressalta a possibilidade da ocorrência de um quarto modo, o distorcional, definido como sendo um modo onde a instabilidade se associa à mudança de forma da seção transversal da barra e salienta que a ocorrência prepondera em perfis formados a frio de seção aberta, apresentando enrijecedores de borda.

A Figura 2.10 apresenta o fenômeno de instabilidade por distorção:

Figura 2.10 - Modo de instabilidade global distorcional



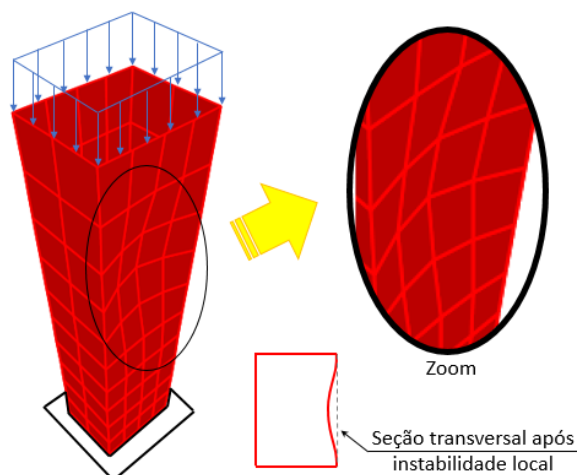
Fonte: Do próprio autor

2.1.4 Instabilidade local

Chamberlain et al. (2013), definem instabilidade local como sendo um modo de instabilidade aonde ocorre o aparecimento de deslocamentos transversais à chapa, que compõem a seção, formando ondulações e que a esbeltez da chapa é o fator determinante do limite de resistência à flambagem local.

A Figura 2.11, apresentada a seguir, mostra um pilar tubular retangular curto comprimido, sem a ocorrência de instabilidade global, cuja uma de suas faces apresenta deslocamentos transversais ao plano da placa na forma de ondulações, configurando assim o fenômeno de instabilidade local.

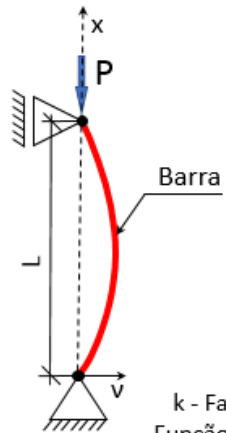
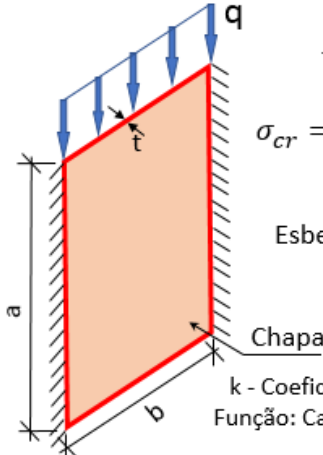
Figura 2.11 - Pilar tubular curto submetido à instabilidade local



Fonte: Do próprio autor

De acordo com Souza (2009), o fenômeno de instabilidade local pode ser tratado também como um fenômeno de estabilidade de chapas, visto que, o eixo do elemento permanece indeformado. Para o melhor entendimento do fenômeno de instabilidade local ou instabilidade de chapas é possível fazer uma analogia com o caso de instabilidade global ou de instabilidade de barras. A tensão crítica de instabilidade global depende das propriedades físicas do material, representado pelo seu módulo de elasticidade e da esbelteza do elemento, ditada pela relação entre o comprimento efetivo de flambagem e o raio de giração, enquanto que, a tensão crítica de instabilidade local depende das propriedades do material, da sua esbelteza, aqui denominada local, caracterizada pela relação entre a largura e a espessura da chapa, do coeficiente de Poisson do material, por se tratar de um elemento bidimensional e também de um coeficiente de flambagem que remete as condições de vinculação, condições de carregamento e da relação largura e comprimento da chapa. A Figura 2.12 mostra um quadro comparativo entre os conceitos de instabilidade global e local para elementos comprimidos, conforme exposto acima:

Figura 2.12 - Quadro comparativo entre conceitos de estabilidade global e local de elementos comprimidos

<i>Instabilidade Global</i>	<i>Instabilidade Local</i>
 <p>Tensão crítica</p> $\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$ <p>Esbelteza do elemento</p> $\lambda = \frac{kL}{r}$ <p>k - Fator de comprimento efetivo Função: Vinculações de extremidade</p>	 <p>Tensão crítica</p> $\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2) \lambda^2}$ <p>Esbelteza do elemento</p> $\lambda = \frac{b}{t}$ <p>k - Coeficiente de flambagem Função: Carregamento, apoios e relação a/b</p>

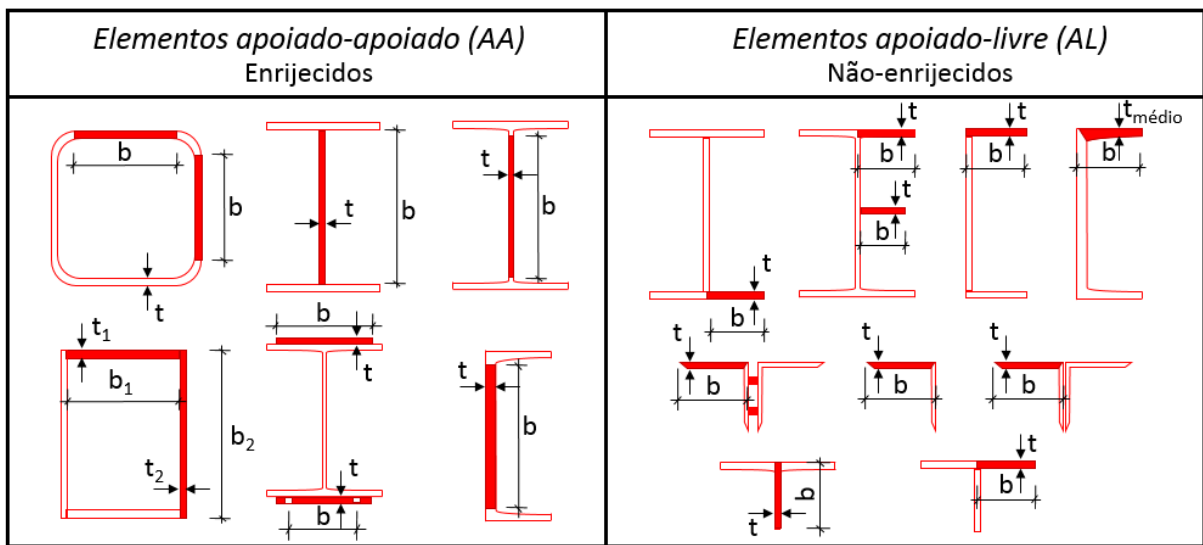
Fonte: Do próprio autor

Referente ao fenômeno de instabilidade local, McCormac e Csernak (2012) trazem a tona o conceito de elementos enrijecidos e não enrijecidos. Os elementos não enrijecidos são definidos como sendo chapas planas, com uma borda livre e a outra borda conectada a outra chapa, sendo ambas paralelas à direção da força de compressão, enquanto um elemento enrijecido é caracterizado por possuir conexão a outros elementos em ambas as suas bordas.

Em perfis tubulares retangulares ou quadrados, se considera que todas as chapas constituintes da seção são apoiadas longitudinalmente perante esforços de compressão, assim como a alma de seções I. Perfis cantoneiras, mesas de perfis I, mesas de perfis T e outros, são considerados como apoiados em uma extremidade e livres na outra.

Na Figura 2.13, são apresentadas considerações de vinculação de chapas que constituem a seção transversal de determinados elementos, bem como as definições dos parâmetros para o cálculo da esbeltez local:

Figura 2.13 - Vinculação das chapas que constituem a seção transversal



Fonte: Do próprio autor

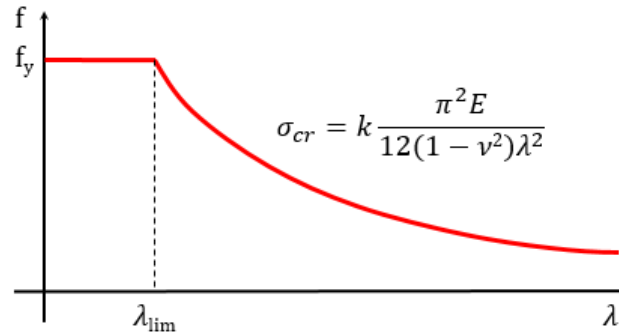
De forma análoga as barras, nas chapas compactas, isto é, com baixa relação b/t , o encurtamento aumenta linearmente com o aumento da carga, até a ocorrência da plastificação da seção, porém, com o aumento da relação b/t a chapa se torna esbelta, tornando o elemento susceptível à instabilidade local (PFEIL e PFEIL, 2009). Para o impedimento da ocorrência da flambagem local antes da plastificação da seção, o valor limite de esbeltez da placa b/t é obtido igualando a tensão crítica elástica (Figura 2.12) à tensão de escoamento do aço, resultando na seguinte expressão:

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 0,95 \sqrt{\frac{kE}{f_y}} \quad (2.23)$$

Portanto, em chapas com esbeltez inferior ao limite, teoricamente não há a ocorrência de instabilidade local e a mesma consegue atingir a plastificação.

A Figura 2.14 apresenta esse comportamento:

Figura 2.14 - Curva de resistência para instabilidade local

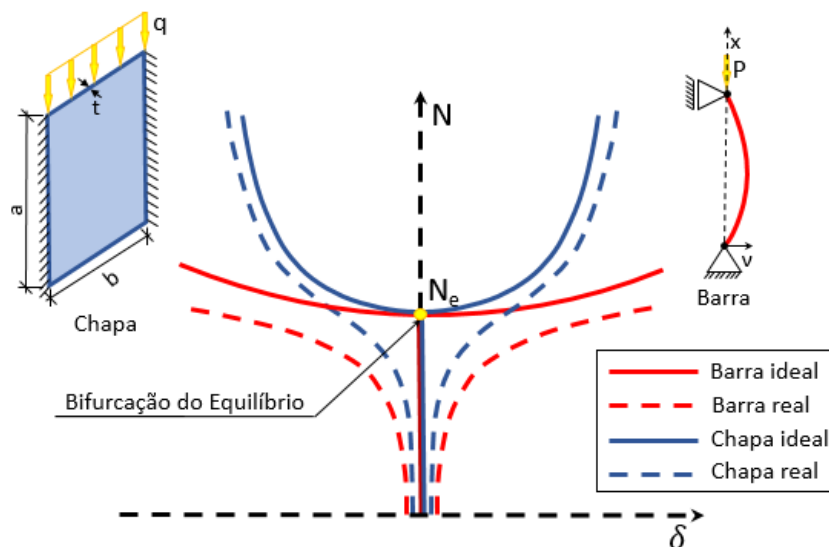


Fonte: Adaptado de Souza (2009)

Oposto ao fenômeno que incide em barras, Souza (2009) expõe que a ocorrência de flambagem não implica no esgotamento da sua capacidade resistente, visto que, nestes elementos existe a possibilidade da ocorrência da redistribuição das tensões, fenômeno denominado efeito pós-crítico ou pós-flambagem, o qual confere ainda um aumento na capacidade resistente do elemento.

A Figura 2.15, mostra uma comparação entre o comportamento pós-crítico de barras e chapas, aonde é possível observar um ganho de resistência das chapas mesmo após ocorrido o fenômeno de instabilidade:

Figura 2.15 - Comparação do comportamento pós-crítico entre barras e chapas em sistemas ideais e reais em regime elástico

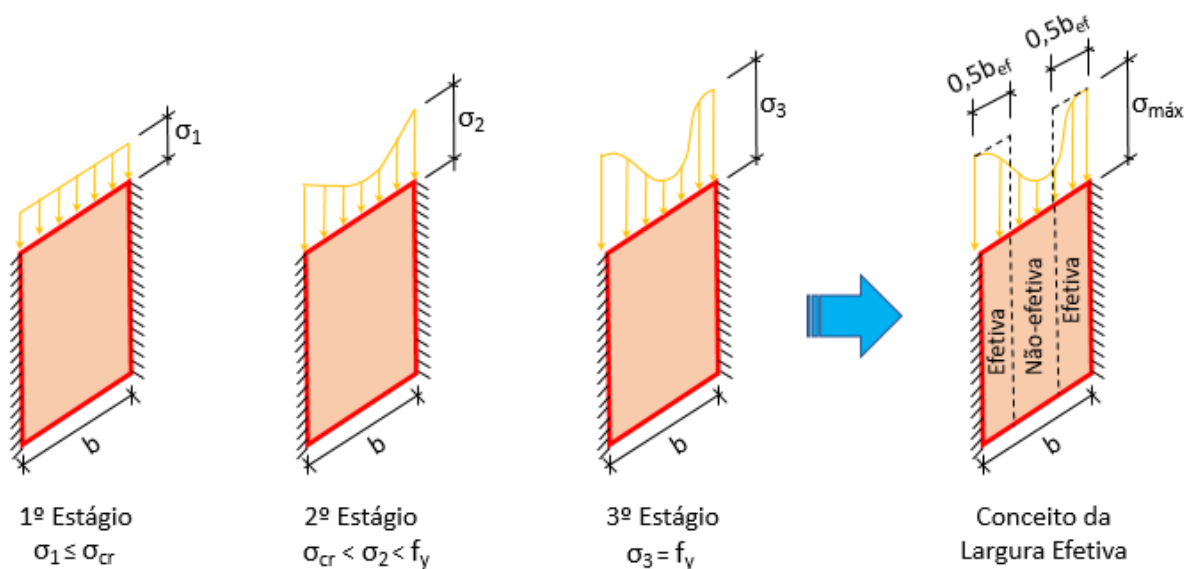


Fonte: Adaptado de Galambos (1998)

Com a observação do comportamento pós crítico de chapas, surge o conceito de largura efetiva. Este conceito consiste em desprezar a região da chapa que apresenta a instabilidade e considerar uma largura efetiva, com a mesma resultante de tensões aplicada na largura real do elemento. Desta maneira, caso não ocorra a instabilidade local, a largura efetiva é a própria largura do elemento em questão e no caso da ocorrência da instabilidade a largura do elemento é reduzida. Portanto, a redução da resistência de um elemento em função da instabilidade local se reduz a um problema geométrico baseado nas larguras efetivas (SOUZA, 2009).

A Figura 2.16 apresenta o conceito da largura efetiva:

Figura 2.16 - Conceito de largura efetiva para chapas



Fonte: Adaptado de Malite 2010

No escopo deste estudo, os fenômenos de instabilidade global e local foram tratados isoladamente, com o intuito de facilitar o entendimento. A ABNT NBR 8800:2008 e outras normas fazem uso deste conceito como filosofia de dimensionamento de elementos comprimidos. Porém, na realidade este tratamento teórico não se aplica. Pfeil e Pfeil (2009), remete que em um pilar esbelto globalmente e composto de chapas também esbeltas, os processos de flambagem por flexão do pilar (global) e de flambagem local (das chapas) ocorrem de forma interativa e não isoladas, reduzindo a capacidade resistente do elemento.

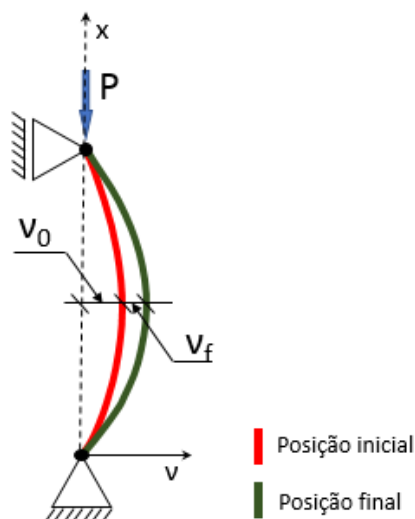
2.1.5 Imperfeições geométricas iniciais

Na prática corrente, o pilar ideal proposto por Euler não representa fielmente o comportamento real de elementos submetidos à compressão, fato que se deve, dentre outras coisas ao efeito das imperfeições. Souza (2009), remete que o comportamento de elementos comprimidos perante a estabilidade pode ser alterado devido as imperfeições geométricas, originadas no processo de fabricação ou mesmo no processo de montagem, que inserem excentricidades iniciais na aplicação dos carregamentos como também podem ocorrer imperfeições no material devido à presença de tensões residuais inseridas no processo de fabricação do elemento.

Galambos (1998), afirma que as imperfeições geométricas introduzem flexão desde o início do carregamento, devido a existência de uma excentricidade inicial e remete ainda que a carga crítica pode ser balizada em função da imperfeição existente.

A Figura 2.17 a seguir, apresenta o conceito das imperfeições geométricas iniciais em um pilar:

Figura 2.17 - Imperfeições geométricas iniciais



Fonte: Do próprio autor

Galambos (1998), expõe que as medições disponíveis mostraram que para perfis laminados de seção I, um limite para as imperfeições é de aproximadamente $L/1500$, enquanto que, para seções H este limite varia de $L/2000$ a $L/3300$.

Seções tubulares geralmente apresentam valores significativamente menores de imperfeição, da ordem de $L/3000$ a $L/8000$, tendo como valor médio $L/6300$ (BJORHOVDE, 1977). Key, Hasan e Hancock (1986), mediram inúmeros perfis tubulares e concluíram que a

imperfeição para estas seções se mostra inferiores as demais, com valores da ordem de $L/6600$ a $L/11000$, sendo recomendado um valor mínimo igual a $L/5100$. Porém, por conveniência e segurança, as normativas adotam valores da ordem de $L/500$ para as imperfeições de seções tubulares (GALAMBOS, 1998).

As imperfeições geométricas iniciais de perfis tubulares são limitadas por normas internacionais e nacionais. Dentre as internacionais, destacam-se as europeias EN 10210-2 e a EN 10219-2 e as americanas ASTM A501-7 e a ASTM A500-10a. No Brasil, se destaca a ABNT NBR 8261:2010 (ARAÚJO et al., 2016). O catálogo de perfis tubulares da Vallourec (2018), traz como limite de não-retilidade o valor de $L/2080$.

A Tabela 2.2, apresenta um resumo das máximas imperfeições impostas pelas principais normativas mencionadas acima:

Tabela 2.1 - Valores máximo normativos de imperfeições

Norma	Tipo de elemento	Imperfeição máxima (Não-retilidade)
<i>EN 10210-2</i>	<i>Tubos estruturais laminados a quente ou soldados e conformados a quente</i>	<i>L/500 limitado a 3mm em qualquer comprimento de 1m</i>
<i>EN 10219-2</i>	<i>Tubos estruturais soldados conformados a frio</i>	<i>CHS: L/500 limitado a 3mm em qualquer comprimento de 1m SHS: L/666,7 limitado a 3mm em qualquer comprimento de 1m</i>
<i>ASTM A501-7</i>	<i>Tubos estruturais laminados a quente ou soldados e conformados a quente</i>	<i>L/480</i>
<i>ASTM A500-10a</i>	<i>Tubos estruturais laminados a quente ou soldados e conformados a quente</i>	<i>L/500</i>
<i>NBR 8261</i>	<i>Tubos de aço carbono, formado a frio, com e sem solda CHS e SHS</i>	<i>L/400</i>

Fonte: Do próprio autor

Em termos das curvas de resistência normativas, Fakury et al. (2012), mencionam que a ABNT NBR 8800:2008 adota uma única curva para todas as seções transversais, sendo esta a mesma prescrita pelo ANSI/AISC 360-10. A ABNT NBR 16239:2013, por sua vez, dentro do seu objetivo de contemplar de forma mais rigorosa as seções tubulares, prescreve, como opção, o uso da curva resistente constante na norma canadense CAN/CSA S16.1:2003, a qual se mostra bastante similar as curvas “a” e “a₀” constantes no Eurocode.

De acordo com Galambos (1998), as curvas de resistência constantes nas normativas americanas foram calibradas para uma imperfeição máxima de $L/1470$, denominadas curvas

1P, 2P e 3P. Já as normativas europeias foram calibradas para uma imperfeição máxima de $L/1000$.

A partir do apresentado, Chodraui (2006), conclui que um aspecto muito importante quanto à análise numérica não-linear de perfis de aço é o relativo às imperfeições geométricas iniciais. Diferentes panoramas podem mudar completamente a resposta dos modelos. Como agravante, ainda não existe um consenso dos pesquisadores quanto a magnitude, forma e modo de aplicação das imperfeições utilizadas nos modelos numéricos.

2.1.6 Tensões residuais

De acordo com Gomes (2006), as tensões residuais representam um estado de tensões internas auto-equilibrados nos perfis de aço, sendo uma consequência direta dos processos de produção industrial. Se nenhuma força externa se opuser, as tensões residuais sempre serão elásticas.

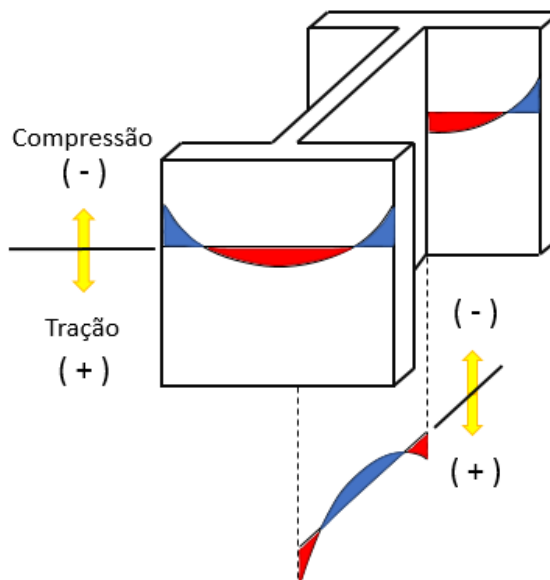
Perante as imperfeições físicas devido às tensões residuais, McCormac e Csernak (2012) afirmam que a sua distribuição é um fator de grande importância no comportamento de elementos de aço submetidos à compressão. Essas tensões, são de particular importância para pilares com relações de esbeltez da ordem de 40 a 120, sendo que este intervalo inclui, na prática, uma grande porcentagem dos pilares. A maior causa das tensões residuais se deve ao resfriamento desigual da seção transversal do elemento após a laminação a quente.

Ainda de acordo com os mesmos autores, o resfriamento mais rápido de partes da seção, após solidificarem, gera uma restrição ao encurtamento das demais partes, enquanto que as partes que ainda estão quentes sofrem a tendência ao encurtamento gradativo, impedido pelas partes já resfriadas e solidificadas. Desta maneira, as partes da seção que resfriaram mais rapidamente estarão submetidas às tensões residuais de compressão e as demais partes à tração. A magnitude dessas tensões variam da ordem de 70 a 100 MPa, sendo que já se registraram valores maiores que 140 MPa.

Devido a concentração de tensões em determinadas regiões da seção, as cargas críticas de flambagem podem ser consideravelmente reduzidas, em alguns casos específicos. Em pilares com esbeltez entre aproximadamente 70 e 90, foi verificada uma redução de até 25%.

A Figura 2.18, apresentada a seguir tensões residuais em um perfil do tipo I laminado:

Figura 2.18 - Tensões residuais em um perfil I laminado



Fonte: Adaptado de Malite (2010)

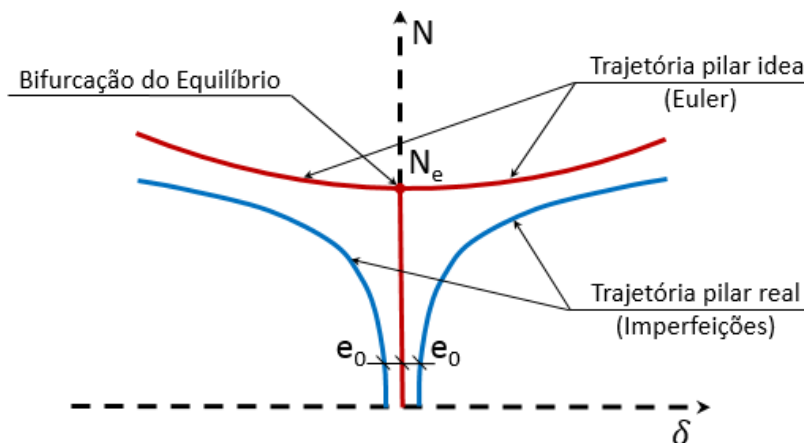
Dentre os perfis que apresentam tensões residuais menos severas (com menor intensidade e distribuição mais favorável) encontram-se os tubulares laminados a quente. Também possuem tensões residuais menos severas, perfis tubulares tratados termicamente para alívio de tensões, mesmo aqueles com costura ou que tenham sofrido algum trabalho a frio para mudança de forma após a laminação (ARAÚJO et al., 2016).

Shaat (2007), mensurou as tensões residuais de perfis tubulares quadrados formados a frio e chegou a intensidade da ordem de 25 a 50% da tensão de escoamento do aço. Pillar (2015), em sua pesquisa sobre a influencia das tensões residuais na resistencia de pilares tubulares de aço, através de medições via raio X, concluiu que, estas possuem intensidade de aproximadamente 30% da tensão de escoamento do aço.

O correto dimensionamento de pilares de aço deve necessariamente levar em consideração os efeitos das imperfeições geométricas e físicas. As principais normas de dimensionamento de elementos submetidos à compressão, inclusive a ABNT NBR 8800:2008, possuem como filosofia de projeto para o cálculo da capacidade resistente do elemento o uso de curvas de resistência. Estas curvas são calibradas experimentalmente, fato importante, pois desta maneira são levadas em consideração as imperfeições.

Na Figura 2.19, a seguir, é comparada a trajetória fundamental da estabilidade de pilares ideais e reais, sendo que nos reais é levado em consideração o efeito das imperfeições:

Figura 2.19 - Trajetórias fundamentais de estabilidade para pilares ideais e reais



Fonte: Adaptado de Souza (2009)

2.2 PROPRIEDADES DE POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRA

De acordo com Teng et al. (2012), os polímeros reforçados com fibras são formados por incorporação de fibras contínuas numa matriz de resina polimérica, a qual vincula a união das fibras. Fibras comuns usadas em compósitos de PRF incluem fibras de carbono, vidro, aramida e basalto, enquanto resinas comuns são a base de epóxi, poliéster e resinas de éster de vinilo. Os compósitos de PRF mais utilizados são de polímeros reforçados com fibra de vidro, de sigla PRFV⁸ e polímeros reforçados com fibra de carbono, de sigla PRFC.

Fawzia et al. (2007), afirmam que um material compósito é aquele que atinge as suas características físicas e mecânicas através da integração de mais de um material. Geralmente, um material compósito combina as características mais desejáveis dos seus constituintes para a criação de um material superior. Um exemplo bem conhecido deste material é o PRFC. Este avançado material compósito fornece maior resistência e menor peso que materiais tradicionais, oferecendo vantagens ímpares em muitas aplicações de engenharia.

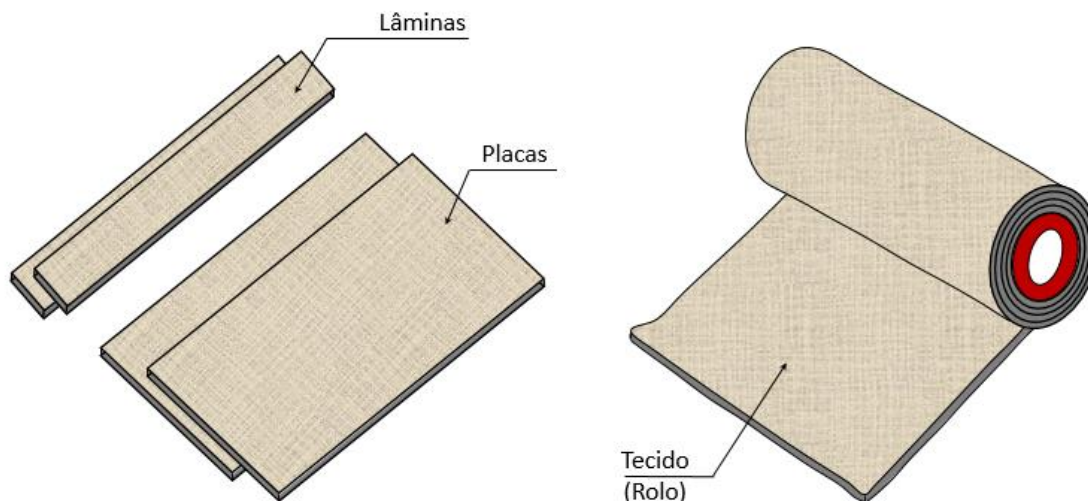
Segundo Zhao (2014), uma lâmina de PRF é flexível o suficiente para reforçar superfícies curvas sem maiores problemas e que os materiais constituintes de um PRF são resistentes à corrosão, o que torna mínima a manutenção e pintura destes elementos. Os PRF são disponibilizados basicamente de duas maneiras: em forma de placas ou lâminas ou em forma de mantas ou tecidos, em estado seco. Os PRF disponibilizados na forma de manta, são ligados a superfície do metal através de uma resina a base de epóxi e estes podem ser utilizados

⁸ PRFV – Polímeros Reforçados com Fibra de Vidro

para o reforço de superfícies retas ou curvas. Já os PRF na forma de lâminas, possuem espessura da ordem de 1,5 mm e são aplicados, na grande maioria dos casos, em superfícies planas.

A Figura 2.20, apresenta as duas tipologias comerciais usuais de PRF:

Figura 2.20 - Tipologias comerciais de PRF



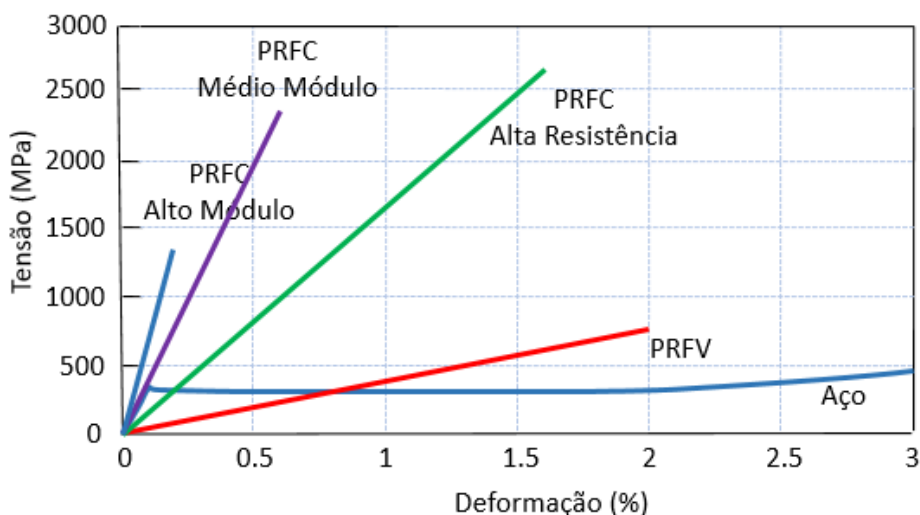
Fonte: Do próprio autor

Tawfik e Karunasena (2010) afirmam que, as principais propriedades dos PRFC dependem do tipo e orientação das fibras de carbono (direção transversal ou longitudinal), do tipo e porcentagem do material resinoso e das condições de cura. Assim, existem diferentes tipos de PRFC com diferentes propriedades, sendo este conceito também aplicado aos PRFV.

Em termos de engenharia de estruturas, os parâmetros de maior importância para a caracterização do comportamento mecânico do material são o módulo de elasticidade, tensão última de ruptura e a deformação última de ruptura. Uma regra geral do comportamento mecânico dos PRF é que as respostas típicas de tensão-deformação, em contraste com a do aço carbono, exibem um comportamento elástico linear de tensão-deformação antes da falha, sendo essa falha caracterizada por uma ruptura frágil. Este comportamento linear de tensão-deformação com ruptura frágil tem implicações importantes para o uso estrutural de compósitos de PRF em aplicações de engenharia.

A seguir, a Figura 2.21 apresenta o comportamento mecânico dos PRFC, dos PRFV e do aço, aonde é possível visualizar o fenômeno de ruptura frágil dos PRFC:

Figura 2.21 - Curvas tensão-deformação de PRF típicos e do aço



Fonte: Adaptado de Teng et al. (2012)

O uso de ambos, PRFC e PRFV, têm sido explorados para reforçar estruturas de aço. Para a melhoria da resistência de estruturas de aço, é preferido PRFC sobre o PRFV, devido ao módulo de elasticidade do PRFC ser muito mais elevado. Estes podem ser classificados em diferentes categorias em função do seu módulo de elasticidade, que varia entre normal, alto e ultra-alto. O módulo de elasticidade do PRFC em tecido varia entre aproximadamente 230 a 640 GPa, enquanto que, para as lâminas ou placas o módulo varia dentro de 150 a 450 GPa (TENG et al., 2012).

A Tabela 2.2, apresenta as propriedades mecânicas dos principais PRFC comercializados pela Sika, uma empresa de atuação global na fabricação de produtos químicos para o uso na construção civil, indústria, automobilística e náutica:

Tabela 2.2 - Principais propriedades mecânicas do PRFC da Sika

Produto	Módulo de Elasticidade	Tensão de Ruptura	Deformação Última
	(GPa)	(MPa)	(%)
Sika CarboDur S (PRFC de alta resistencia)	165	2800	1,70
Sika CarboDur M (PRFC de médio módulo)	210	2400	1,20
Sika CarboDur H (PRFC de Alto módulo)	300	1300	0,45

Fonte: Adaptado de Teng et al. (2012)

Os PRF apresentam diversas vantagens quando comparados com os materiais usualmente utilizados para o reforço de estruturas de aço, dos quais se destacam:

1. Alta resistência e rigidez;
2. Massa específica reduzida;
3. Alta resistência à fadiga;
4. Baixo coeficiente de dilatação térmica;
5. Ótima resistência perante ataques químicos e a corrosão;
6. Rapidez e facilidade de instalação.

Como desvantagens, os PRF apresentam incompatibilidade com superfícies irregulares, baixa resistência ao fogo e à exposição a raios ultravioletas e pode estar sujeito ao vandalismo. Porém, estas desvantagens também podem ser observadas em outras modalidades de reforço de estruturas de aço.

2.3 PROPRIEDADES DE ADESIVOS

De acordo com Narmashiri (2016), os adesivos fornecem a ponte de transferência de cisalhamento entre o aço e o PRF, fundamental para a ocorrência de um desempenho consistente do pilar reforçado.

Zhao (2014), expõe que uma variedade de adesivos pode ser utilizada para colar os PRF ao substrato de aço. O uso dos adesivos dependem das condições de cura e deve necessariamente ser compatível com o substrato aderente. Remete ainda que, devido ao fato da ligação ser o elo mais fraco do reforço de estruturas de aço com PRF, é essencial compreender o comportamento do material, ditado por propriedades como o módulo de elasticidade, resistência à tração e deformação limite. A Tabela 2.3, apresenta as principais propriedades mecânicas dos principais adesivos comerciais:

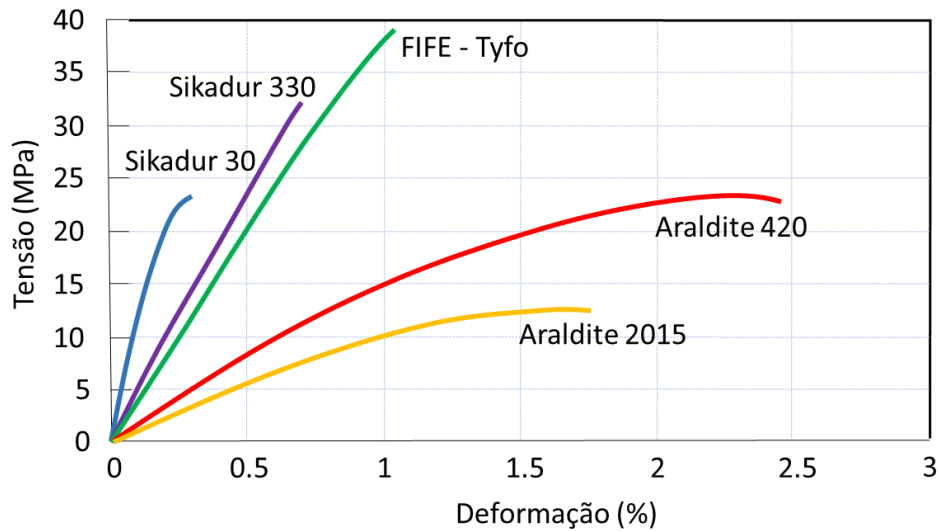
Tabela 2.3 - Valores típicos das propriedades mecânicas de adesivos solicitados à tração

Adesivo	Módulo de Elasticidade	Tensão de Ruptura	Deformação Última
	(MPa)	(MPa)	(%)
Araldite 2015	1750	14,7	1,51
Araldite 420	1828	21,5	2,89
FIFE-Tyfo	3975	40,7	1,11
Sikadur 30	11250	22,3	0,30
Sikadur 330	4820	31,3	0,75

Fonte: Adaptado de Zhao (2014)

A Figura 2.22, apresenta o comportamento dos principais adesivos comerciais:

Figura 2.22 - Curvas tensão-deformação de adesivos



Fonte: Adaptado de Zhao (2014)

Semelhante à utilização estrutural de PRF em estruturas de concreto, Teng et al. (2012) inferem que a utilização estrutural de PRF para o reforço de estruturas de aço, pode ser classificado em duas categorias: (a) aplicações com adesão crítica, em que a transferência interfacial das tensões de cisalhamento da camada adesiva que une o aço e o PRF é vital para o desempenho da estrutura e (b) aplicações de contato crítico, onde o PRF e o aço precisam permanecer em contato para a transferência efetiva de tensões normais interfaciais, que é crucial para garantir a eficiência do reforço de PRF. O uso de PRF no reforço de estruturas de aço fornece bons exemplos para ambas as categorias: o reforço à flexão de vigas de aço se insere na primeira categoria, enquanto o confinamento de seções tubulares de aço preenchidas com concreto e encamisadas com PRF pertencem à segunda categoria.

Em todas as aplicações aonde a adesão é crítica, o comportamento interfacial entre PRF e aço é de importância fundamental para determinar quando a falha ocorre e quanto efetivamente o PRF é utilizado. Uma diferença importante no comportamento da aderência entre as estruturas de concreto reforçadas com PRF e estruturas de aço reforçadas com PRF é o local exato da falha interfacial: por exemplo, em estruturas de concreto a falha ocorre no substrato e a teoria de projeto foi desenvolvido sobre esta natureza de falha interfacial, assumindo de forma implícita ou explícita esse fenômeno, já em estruturas de aço, a falha interfacial possivelmente não ocorrerá no substrato de aço devido a resistência à tração do aço ser superior à resistência dos adesivos. Como resultado, o modo de falha interfacial ocorrerá

dentro da camada adesiva (isto é, falha por coesão do adesivo) ou nas interfaces dos materiais, entre o aço e o adesivo ou entre o adesivo e o PRF (isto é, falha por adesão).

Se a falha por adesão controlar a resistência última do reforço com PRF, conseqüentemente, a força de adesão interfacial irá depender de como a superfície do aço e a superfície de PRF são tratadas, bem como a capacidade de resistente do adesivo. Como a falha de adesão depende do método e do grau de tratamento da superfície, especialmente do substrato de aço, o que é de difícil controle no local, o desenvolvimento e a concepção de uma teoria torna-se muito mais complexa. Não foi dada a devida atenção a esta importante questão em estudos anteriores, mas tem sido o foco de diversas pesquisas efetuadas recentemente (TENG et al., 2012).

Fawzia et al. (2007) recomendam que, sempre que possível, utilizar adesivos bicomponentes epóxi ao invés de monocomponente, para que o mesmo cure dentro de 16 a 24 horas sob condições ambientais normais, visto que, os adesivos de componente único apesar de fornecerem uma vida útil maior requerem elevadas temperaturas para assegurar a reticulação dos polímeros e conseqüentemente curar. Em condições de laboratório é relativamente fácil realizar uma cura sob alta temperatura, porém, esta tarefa pode ser difícil implementação em campo. O tempo de trabalhabilidade do adesivo varia dentro de 45 a 90 minutos.

2.4 REFORÇO DE ESTRUTURAS DE AÇO COM PRFC

Segundo Hollaway e Teng (2008), uma extensa pesquisa sobre o uso de PRF para o reforço de estruturas de concreto vem sendo realizada desde a década de 1990. A pesquisa de reforços através de PRF foi estendida à vigas e pilares metálicos, alvenaria e estruturas de madeira. Na grande maioria destes casos, é a resistência e não a estabilidade da estrutura que constitui o principal parâmetro de preocupação.

Bambach, Jama e Elchalakani (2008), descrevem que o reforço de estruturas com polímeros reforçados com fibra de carbono vem ganhando cada vez mais espaço, sendo que, tradicionalmente ele é aplicado em estruturas de concreto, e mais recentemente, vem sendo aplicado em estruturas de aço.

O uso de polímero reforçados com fibras, vêm se tornando mais comum em aplicações de infra-estrutura. A maior parte das aplicações existentes são em estruturas de concreto armado, visando a sua reabilitação, reforço ou reparo. Entretanto, ainda relativamente pequena e inovadora, a técnica de reforço de estruturas de aço surge como uma técnica em potencial e promissora. Trabalhos recentes também destacaram o uso de PRF para o reforço de estruturas de aço com perfis formados à frio. Os sistemas de reforço de estruturas de aço com PRF são

quase que exclusivamente destinados ao de retrofit de estruturas já existentes (HARRIES et al., 2008).

De acordo com Zhao (2014), os PRF podem ser aplicados no reforço de pontes deterioradas, visando a possibilidade de um aumento da intensidade do tráfego. É aplicado também com a finalidade de aumentar a capacidade resistente à flexão e torção de vigas em um edifício para comportar um acréscimo de carga nas lajes, reparar fissuras devido à fadiga e consequentemente aumentar a vida útil perante à fadiga, seja em vigas de pontes ou ligações de treliças. Na prática, essas aplicações já foram realizadas com sucesso. Na Tabela 2.4, é apresentado um breve resumo acerca a aplicações já executadas:

Tabela 2.4 - Resumo dos principais reforços em estruturas de aço com PRF já executados

Nome da Estrutura e Localização	Ano de Construção Reforço	Tipologia de Estrutura	Tipologia de Reforço
<i>Ponte Tickford, UK</i>	<i>1810/1999</i>	<i>Ponte rodoviária em ferro fundido em operação mais antiga do mundo</i>	<i>Aplicação de PRFC em via úmida (espessura final superior a 10 mm)</i>
<i>Ponte Hythe, UK</i>	<i>1861/1999</i>	<i>Vigas de ferro fundido e arcos de tijolos</i>	<i>Quatro lâminas de PRFC, pré-tensionadas, ligadas a cada uma das 16 vigas para aumentar a capacidade de carga para veículos de 40 toneladas</i>
<i>Caminhos cobertos 12 e 58, Kelso Place, Metrô de Londres, Londres, UK</i>	<i>1860/1999</i>	<i>Arcos de tijolos apoiados em vigas de ferro fundido</i>	<i>Lâminas de PRFC ligadas à parte inferior das vigas para evitar tensões excessivas, enquanto o trabalho era realizado sobre as fundações da parede do túnel</i>
<i>Estação Shadwell, Metrô de Londres, Londres, UK</i>	<i>1876/2000</i>	<i>18 seções em forma de cruz de ferro fundido</i>	<i>Utilizaram-se até 26 lâminas de PRFC (ultra-alto módulo) em seções tubulares</i>
<i>Ponte da rua do rei, Mold, País de Gales, UK</i>	<i>1870/2000</i>	<i>Ponte ferroviária constituída por seis vigas de ferro fundido que sustentam arcos de tijolos</i>	<i>Protensão para aliviar tensões e transferir carga permanente para o PRFC</i>
<i>Ponte EL31, Surrey Quays, Metrô de Londres, Londres, UK</i>	<i>1869/2001</i>	<i>Vigas e colunas de ferro fundido que suportam arcos de tijolos e decks instalados através de rebite</i>	<i>PRFC de alto módulo aplicado para aumentar a capacidade de carga da ponte</i>
<i>Viaduto rodoviário Maunders, Stoke on Trent, UK</i>	<i>1870/2001</i>	<i>Vigas suportando arcos de tijolos, com estrada sobre linha ferroviária</i>	<i>Macaqueamento da estrutura usado para transferir uma parcela de carga morta para o PRFC e aumentar a capacidade de carga da ponte, perante veículos pesados</i>
<i>Ponte de Corona em Veneza, Italia</i>	<i>1850/2001</i>	<i>Passarela de pedestres composta por três arcos de ferro fundido, com vãos iguais a 4 metros</i>	<i>Os arcos e suas aberturas decorativas foram reforçados com lâminas triaxiais de aramida e tiras monodirecionais, respectivamente</i>

(Continua)

(Continuação)

Nome da Estrutura e Localização	Ano de Construção Reforço	Tipologia de Estrutura	Tipologia de Reforço
<i>Ponte do canal Slattocks, Rochdale, UK</i>	1936/2000	<i>Vigas de aço rebitadas longitudinalmente reforçadas pela laje de concreto armado</i>	<i>Lâminas de PRFC de alto módulo aplicadas ao longo do comprimento de todas as vigas, permitindo o aumento da capacidade resistente da ponte para transportar veículos de 40 toneladas</i>
<i>Fábricas de botas, Nottingham, UK</i>	1921/2001	<i>Vigas de aço em seção I, curvadas e corroídas</i>	<i>Fibras unidirecionais foram alinhadas ao longo da direção longitudinal da viga para o reforço em flexão, e fibras com direções de 0 -90 ° foram utilizadas para resistir à esforços de cisalhamento e torção, gerados pela curvatura da viga</i>
<i>Ponte da enseada de Christina I-704, Newark, Delaware, EUA</i>	1962/2001	<i>Ponte em vigas de aço com laje de concreto na Interstate 95</i>	<i>Projeto demonstrativo para investigar a resistência à fadiga e a vida útil do adesivo</i>
<i>Ponte D65A, Acton, Londres, UK</i>	1870/2002	<i>Ponte de vigas de aço compostas por chapas rebitadas (vigas de seção em I com pavimento de madeira)</i>	<i>PRFC de ultra alto módulo foi aplicado nas vigas transversais, com o intuito de reduzir as tensões devido à carregamentos acidentais e aumentar a vida útil à fadiga</i>
<i>Ponte de Ashland, Ashland, Delaware, EUA</i>	1860/2002	<i>Ponte composta de vigas de aço e laje de concreto</i>	<i>Reforço com lâminas de PRFC foram utilizadas para reduzir o nível de tensões atuantes e consequentemente aumentar a vida útil perante à fadiga de vigas de aço</i>
<i>Treliça de alumínio sobre a estrada 88 em Newark, Nova Yor, EUA</i>	1992/2003	<i>Estruturas do tipo treliças de alumínio utilizadas para sinalização aérea</i>	<i>As camadas longitudinais de PRF foram ligadas às diagonais</i>
<i>Ponte 7838.5S 092, Pottawattamie County, Iowa, EUA</i>	1938/2003	<i>Ponte composta de vigas de aço e laje de concreto</i>	<i>Reforço com lâminas de PRFC foram utilizadas para reduzir o nível de tensões atuantes e consequentemente aumentar a vida útil perante à fadiga de vigas de aço</i>
<i>Ponte 3903.0S 141, Guthrie, Iowa, EUA</i>	1955/2003	<i>Ponte rodoviária composta por vigas de seção I</i>	<i>As lâminas de PRFC foram utilizadas como elementos protendidos, aonde as hastes de PRFC são ancoradas nas extremidades da viga e depois foi aplicado um pré-esforço para reduzir as tensões das vigas de aço</i>
<i>Ponte I-10, Las Cruces, Novo México, EUA</i>	1957/2008	<i>Ponte rodoviária com vigas de aço de seção I e diafragmas originados por contraventamentos em X</i>	<i>O reforço foi realizado com placas laminadas de fibras de Boro, que foram endurecidas por aquecimento e cura a uma temperatura de 107 °C durante 3 horas no local de construção</i>

Fonte: Adaptado de Zhao (2014)

A melhora do desempenho devido ao reforço de PRF também foi demonstrado perante várias áreas de aplicação, como por exemplo, para elementos estruturais submetidos à flexão, compressão, componentes compósitos, almas de vigas, ligações submetidas a cargas estáticas

e resistência à fadiga. As principais pesquisas já desenvolvidas nessas áreas são apresentadas resumidamente na Tabela 2.5:

Tabela 2.5 - Principais áreas de pesquisa do reforço de estruturas de aço com PRF

Área de Reforço	Aumento da Performance
Flexão	<i>Aumento do momento resistente e da ductilidade em geral</i>
	<i>Para seções tubulares circulares, seções esbeltas (que não podem atingir o escoamento antes que ocorra a instabilidade local), estas podem se tornar seções compactas (com capacidade de atingir o momento plástico)</i>
Compressão	<i>A resistência à compressão aumenta cerca de 20% para as seções tubulares de aço e 70% para as cascas finas cilíndricas</i>
	<i>A resistência à compressão aumenta cerca de 15% para seções abertas</i>
	<i>Aumento da absorção de energia para grandes deformações sob cargas de compressão</i>
Elementos mistos	<i>Aumento da força resistente estática de 55% para 140% quando o número de camadas PRFC foi de 2 para 4, respectivamente</i>
	<i>Maior ductilidade para resistir às cargas cíclicas</i>
	<i>Recuperação de parcela da resistência à compressão de tubos preenchidos com concreto após a exposição ao fogo</i>
Almas de vigas	<i>A capacidade resistente à instabilidade das chapas de seções tubulares retangulares (RHS), formadas à frio, aumenta cerca de 1,5 a 2,5 vezes</i>
	<i>A capacidade resistente à instabilidade de almas de vigas de aço do tipo "Lite" aumenta cerca de 3 a 5 vezes</i>
	<i>A capacidade resistente à instabilidade da alma de seções tubulares retangulares (RHS), em alumínio, aumenta em até 3,5 vezes</i>
Ligações submetidas à carregamentos estáticos	<i>Recuperação da capacidade resistente total, sendo que 50% foi perdida devido ao amolecimento da zona de aquecimento pelo calor, em tubos de aço soldados de alta resistência</i>
	<i>Recuperação da capacidade resistente total das ligações em K, de alumínio, caso seja utilizado o PRFC ou cerca de 80% da capacidade se for utilizado o PRFV</i>
Chapas ou ligações sob cargas cíclicas (fadiga)	<i>A vida útil perante à fadiga de placas aumenta de 3 a 8 vezes</i>
	<i>A vida útil perante à fadiga de ligações soldadas com chapas Gusset aumenta de 4 a 10 vezes</i>
	<i>A vida útil perante à fadiga corrente em uma ligação em X aumenta em até duas vezes em relação à vida útil perante à fadiga na condição original</i>

Fonte: Adaptado de Zhao (2014)

Chapas de aço podem ser soldadas para reforçar estruturas existentes de aço, porém Teng et al. (2012) descrevem que, a colagem de laminados de PRF é melhor que o reforço com chapas de aço, nas seguintes situações:

- I. A colagem de laminados de PRF para melhoria da resistência à fadiga tem a vantagem de que o processo de reforço não introduz novas tensões residuais;
- II. Em certas aplicações (por exemplo, tanques de armazenamento de petróleo e fábricas de produtos químicos), onde os riscos de incêndio devem ser minimizados, a soldagem precisa ser evitada para o reforço de uma estrutura. A colagem de laminados de PRF é, conseqüentemente, uma alternativa muito atraente;
- III. Aços de alta resistência sofrem reduções significativas de resistência localizadas, em zonas afetadas pelo calor das soldas, então, laminados de PRF colados oferecem um método ideal de compensação de resistência.

Tawfik e Karunasena (2010) verificaram que, o aumento da capacidade resistente do elemento de aço reabilitado depende da intensidade dos danos pré-existentes no elemento, do tipo do PRF (elevado ou baixo módulo de elasticidade), do tamanho do elemento de PRF (comprimento, largura e espessura), do tipo de material do adesivo e das condições ambientais.

Zhao (2014) descreve, que o conhecimento existente sobre o emprego do polímero reforçado com fibra de carbono em estruturas de concreto armado pode não ser aplicável ao sistema de reforço de estruturas de aço com PRFC, devido ao distinto comportamento de aderência e também ao modos de falha particulares de elementos de aço e ligações. O descolamento do PRFC do concreto é causado principalmente pela fratura de concreto, enquanto o elo mais fraco no sistema de estruturas de aço reforçadas com PRFC é o adesivo. O módulo de elasticidade do aço é cerca de seis vezes maior que o do concreto. A ação conjunta entre o PRFC e o aço é diferente do PRFC e o concreto. O efeito das condições ambientais (temperaturas extremas quentes ou frias, umidade, ciclo térmico e pulverização de água salgada) na falha por descolamento é diferente para estes dois sistemas. O concreto sofre a fluência e tende ao encolhimento, fato que não ocorre no aço. A incompatibilidade dos coeficientes de dilatação térmica entre o PRFC e o concreto pode gerar tensões significativas ao longo do comprimento da ligação, durante grandes oscilações de temperatura.

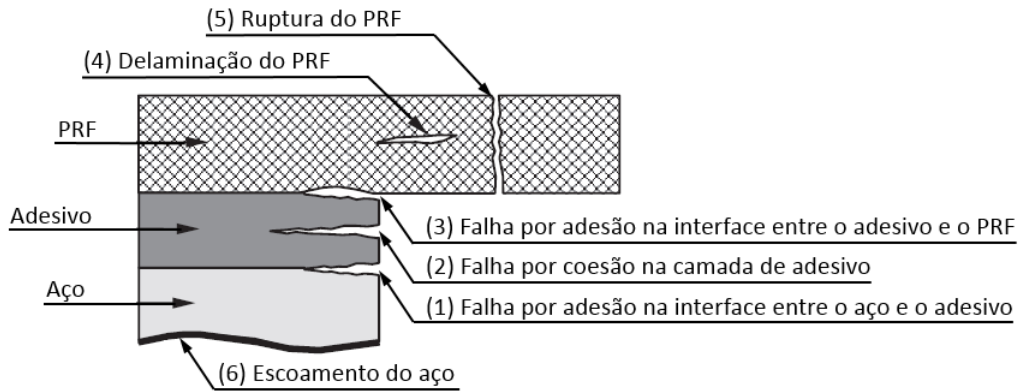
Para o correto uso de compósitos de PRFC no reforço de estruturas de aço, a compreensão dos mecanismos de aderência é essencial. A força de aderência é normalmente utilizada para determinar o desempenho da ligação e da estrutura reforçada em si (KALAVAGUNTA et al., 2014).

Zhao (2014), elenca os possíveis modos de falha em um sistema de reforço com PRF aplicado ao aço, de forma genérica:

1. Falha por adesão na interface entre o aço e o adesivo;
2. Falha por coesão na camada de adesivo;
3. Falha por adesão na interface entre o adesivo e o PRF;
4. Delaminação do PRF (separação de algumas fibras da resina polimérica);
5. Ruptura do PRF;
6. Escoamento do aço.

A Figura 2.23, apresenta os possíveis modos de falha genéricos, mencionado acima:

Figura 2.23 - Possíveis modos de falha em um sistema de reforço PRF e aço



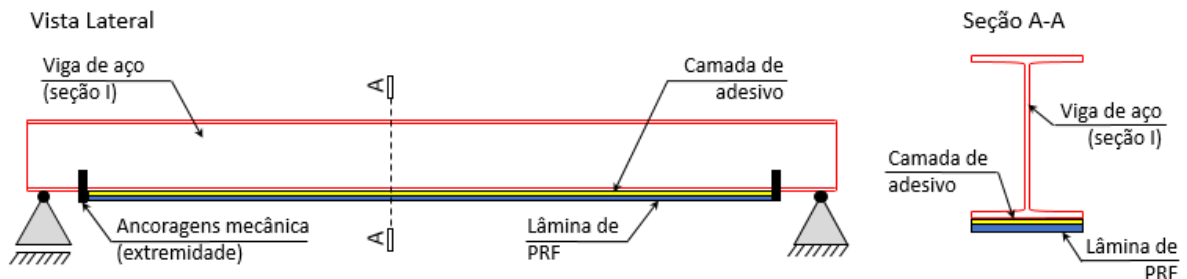
Fonte: Adaptado de Zhao (2014)

Além do comportamento de aderência, essencial para a eficiência do reforço de um elemento de aço com PRF, tópicos como reforço à flexão de vigas de aço e vigas mistas de aço e concreto, reforço à compressão de pilares de aço preenchidos ou não com concreto, reforço à fadiga, reforço de seções perante a falhas locais devido à cargas concentradas transversais a seção, instalação, monitoramento e manutenção vem sendo enfatizados nas pesquisas recentes.

Teng et al. (2012) ressaltam que, semelhante ao reforço de uma viga de concreto armado, uma viga de aço ou uma viga mista de aço-concreto, pode ser reforçada ligando uma lâmina de PRF à sua face tracionada.

A Figura 2.24, apresenta o reforço em uma viga de aço de seção I, onde a lâmina de PRF é posicionada na região tracionada devido à esforços de flexão:

Figura 2.24 - Reforço à flexão de vigas de aço



Fonte: Adaptado de Teng et al. (2012)

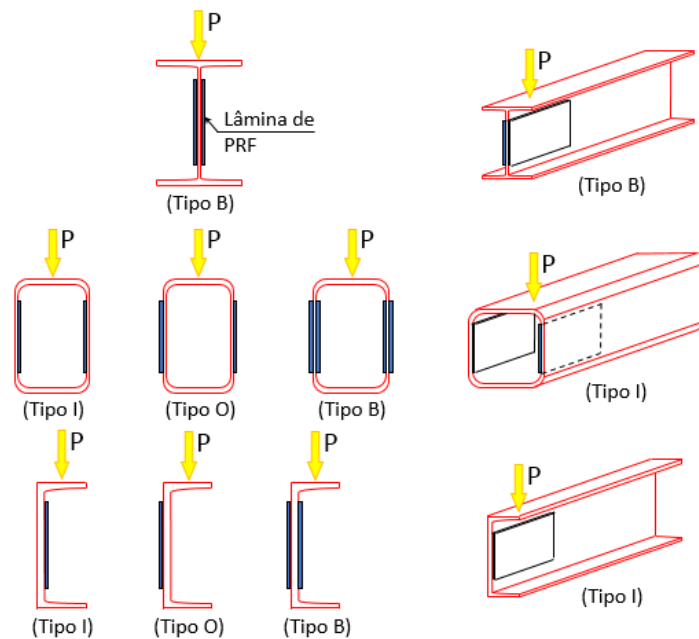
A ligação da lâmina de PRF pode aumentar não apenas a carga última, mas também a rigidez da viga, especialmente quando é utilizado um PRFC de alto módulo. O aumento da rigidez pode ser verificado pela redução das deformações da viga submetida ao mesmo

carregamento. É possível também verificar o aumento da carga última ou da resistência, fato que ocorre devido ao aço constituinte da viga necessitar de um maior carregamento para escoar (TENG et al., 2012).

A resistência à flexão de uma viga metálica reforçada com PRF pode ser facilmente determinada, desde que, o descolamento da lâmina não ocorra, e, portanto, a suposição da seção plana ainda possa ser considerada. Muitos estudos analíticos efetuados em vigas metálicas reforçadas com PRF adotaram essa hipótese simplificadora, o que significa que as previsões de falhas devido ao descolamento estavam além de seu escopo (TENG et al., 2012).

O reforço de seções perante a falhas localizadas devido à cargas concentradas transversais à seção tem sido objeto de inúmeras pesquisas. Neste contexto, Zhao (2014) estudou o comportamento de seções tubulares retangulares e seções abertas do tipo C e I. As principais formas de reforço destas seções são apresentadas na Figura 2.25:

Figura 2.25 - Principais configurações de reforço perante cargas concentradas transversais



Fonte: Do próprio autor

As principais configurações consistem na colagem de lâminas de PRF nas paredes verticais das seções transversais. A configuração de reforço do *tipo O* (Outward), ocorre quando as lâminas são coladas nas paredes externas da seção, a *tipologia I* (Inward) ocorre quando as lâminas são coladas nas paredes internas da seção e a *tipologia B* (Both) é quando as lâminas são coladas nas paredes externas e internas da seção.

O reforço de seções tubulares retangulares e I, perante carregamentos concentrados transversais à seção resultaram, de forma geral, em acréscimos da ordem de 50% da carga última, enquanto que, para seções do tipo C esse acréscimo foi da ordem de 30% (ZHAO, 2014).

Uma grande parcela de estruturas de aço estão sujeitas a ocorrência do fenômeno da fadiga. Theng et al. (2012) afirmam que um dos aspectos mais importantes do reforço de estruturas de aço com PRF é a sua capacidade de aumentar a sua vida útil perante à fadiga.

O fenômeno da fadiga se caracteriza por ser uma degradação progressiva da resistência sob variação de tensões no tempo. A resistência ou vida útil perante à fadiga de uma estrutura inclui uma fase de iniciação da fissura e outra de propagação da fissura. O fenômeno da fadiga depende de vários fatores, como a amplitude da faixa que ocorrem as tensões, intensidade e variação das tensões, existência ou não de tensões residuais e taxa de propagação de fissuras. Em elementos reforçados com PRF perante à fadiga, a faixa de tensões atuantes no aço tenderá diminuir, porque parcela da carga tende a migrar para o PRF. A aplicação de PRF no reforço à fadiga em estruturas de aço, afeta principalmente a fase de propagação de fissuras e não a fase inicial. A progressão das fissuras é reduzida, devido ao efeito de contenção gerado pelas lâminas de PRF, o que conduz a um aumento da vida útil à fadiga da estrutura (ZHAO, 2014).

Referente a instalação, monitoramento e manutenção de sistemas de reforço de estruturas de aço com PRF, Ascioni et al. (2007) fazem algumas considerações gerais, apresentadas a seguir. Perante o monitoramento, é requerido que sejam efetuadas inspeções durante e imediatamente após a instalação do PRF e também durante a vida útil da estrutura, em intervalos regulares de tempo. Sobre a manutenção, os materiais compostos, no caso os PRF, não requerem intervenções drásticas, sendo indicada apenas a manutenção da camada protetora, através de pintura ou similar. Referente a instalação, a sua correta execução depende de vários fatores:

1. Armazenamento dos materiais;
2. Preparação do substrato;
3. Preparação dos materiais de reforço;
4. Condições ambientes (temperatura, umidade);
5. Condições do local de trabalho (limpeza, prevenção contra acidentes).

2.4.1 Reforço de pilares de aço tubulares com PRFC

Como exposto anteriormente, o reforço de estruturas de aço através de polímeros reforçados com fibras pode ser aplicado a um variado leque de áreas específicas. Dentre as diversas possibilidades de reforço de elementos de aço, pode-se citar o reforço de elementos

submetidos a compressão simples e composta, como o caso de pilares. Zhao (2014), apresenta um resumo dos principais estudos já realizados sobre o reforço de pilares de aço tubulares circulares e quadrados com o uso de PRF, bem como os resultados obtidos. A Tabela 2.6, na sequência, apresenta o resumo das principais pesquisas:

Tabela 2.6 - Resumo dos principais estudos realizados sobre o reforço de pilares de aço tubulares reforçados com PRF

PRF utilizado (Módulo de elasticidade)	Seção transversal do elemento	Aumento da performance	Referência
<i>Lâmina de PRFC (230 Gpa)</i>	<i>Tubular circular com relação D/t de 37 a 78</i>	<i>Aumento da força de compressão em 75%</i>	<i>Haedir and Zhao (2011)</i>
<i>Lâmina de PRFC (76 Gpa)</i>	<i>Tubular circular com relação D/t de 39</i>	<i>Aumento da força de compressão em 10%</i>	<i>Teng and Hu (2007)</i>
<i>Lâmina de PRFC (115 ou 230 Gpa)</i>	<i>Tubular quadrada com relação b/t de 28</i>	<i>Aumento da força de compressão em 18%</i>	<i>Shaat and Fam (2006) Shaat (2007)</i>
<i>Lâmina de PRFC (230 Gpa)</i>	<i>Tubular quadrada com relação b/t de 50 a 120</i>	<i>Aumento da força de compressão em 2,8 vezes</i>	<i>Bambach et al. (2009a)</i>
<i>Lâmina de PRFC (230 Gpa)</i>	<i>Tubular quadrada com relação b/t de 14 a 28</i>	<i>Aumento da força de compressão em 23%</i>	<i>Shaat and Fam (2009)</i>

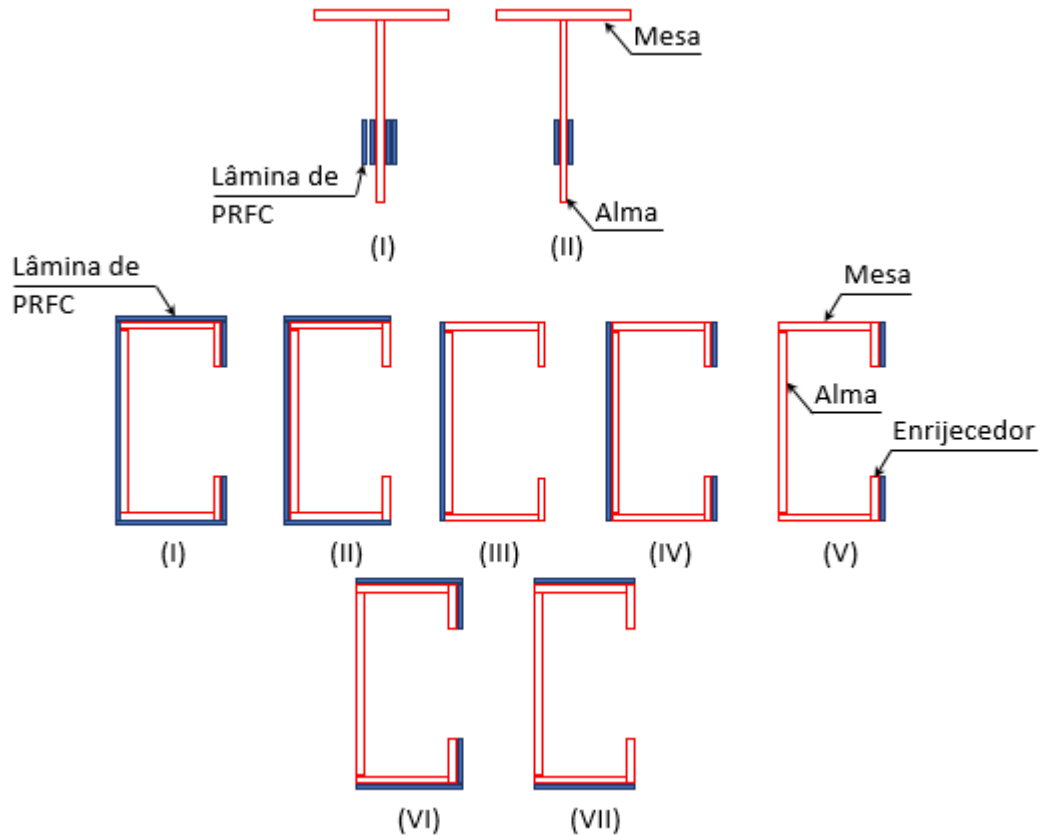
Fonte: Adaptado de Zhao (2014)

Além de seções tubulares, outros autores vem estudando o reforço de seções abertas, dentre elas de seções T e U enrijecida. Para o reforço de seções T com PRF, seja PRFV ou PRFC, Harries et al. (2008) aplicaram o reforço no elemento mais crítico da seção, que é a sua alma. Neste caso, duas opções foram exploradas: utilizar apenas uma camada de PRF de maior largura ou duas camadas sobrepostas de menor largura.

No reforço de seções abertas enrijecidas, o uso de polímero reforçado com fibra de carbono pode ser utilizado de forma isolada nos elementos constituintes da seção, ou seja, na alma, mesas ou enrijecedores, como também de forma conjunta nesses elementos.

Na Figura 2.26 a seguir, são apresentadas sete diferentes formas de se reforçar uma seção U enrijecida bem como as tipologias de reforço estudadas em seções T:

Figura 2.26 - Configurações de reforço para seções T e U enrijecidas

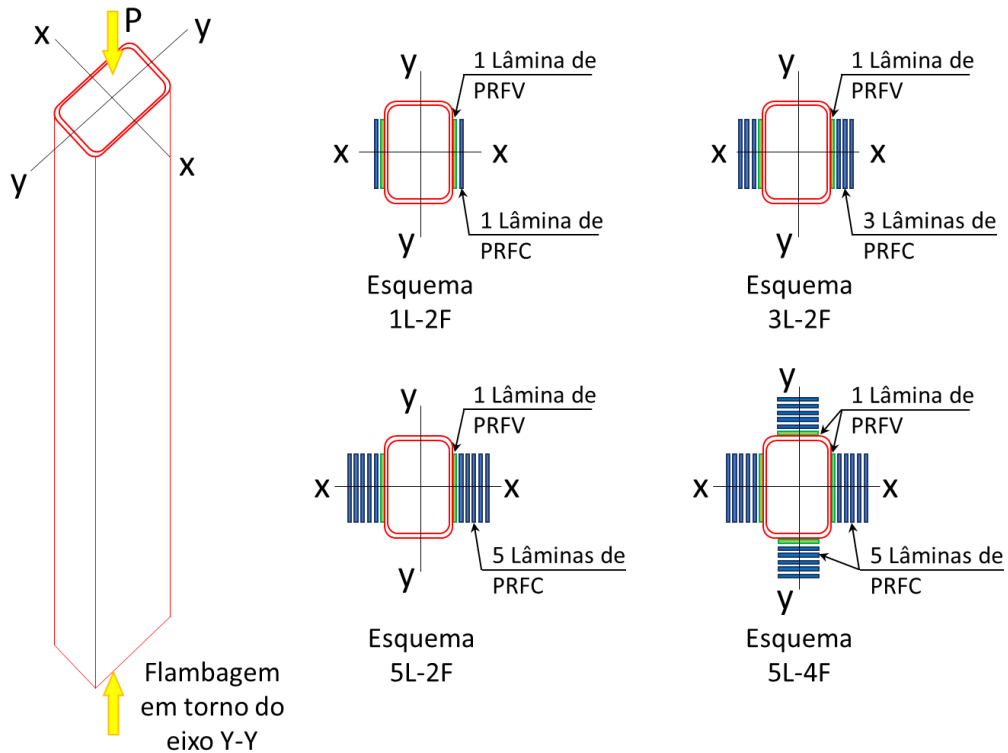


Fonte: Adaptado de Zhao (2014)

No reforço de pilares de aço, é comum o uso de letras e siglas para designar a configuração do reforço. As letras L e T se referem à disposição das fibras em relação ao eixo do elemento e significam longitudinal e transversal, respectivamente e a letra F se refere a faces. A sigla “3L-2F”, por exemplo, significa que o layout de reforço é composto por 3 camadas longitudinais, aplicadas em duas faces do elemento.

A Figura 2.27 apresenta quatro possíveis esquemas distintos para o reforço de pilares tubulares quadrados ou retangulares:

Figura 2.27 - Possíveis esquemas de reforço de pilares tubulares retangulares ou quadrados



Fonte: Adaptado de Zhao e Zhang (2007)

Perante o comportamento de pilares reforçados com PRF, Harries et al. (2008) afirmam que o reforço busca um aumento da capacidade de carga do elemento como também aumentar o raio de giração da seção, de forma a melhorar a sua performance perante a instabilidade.

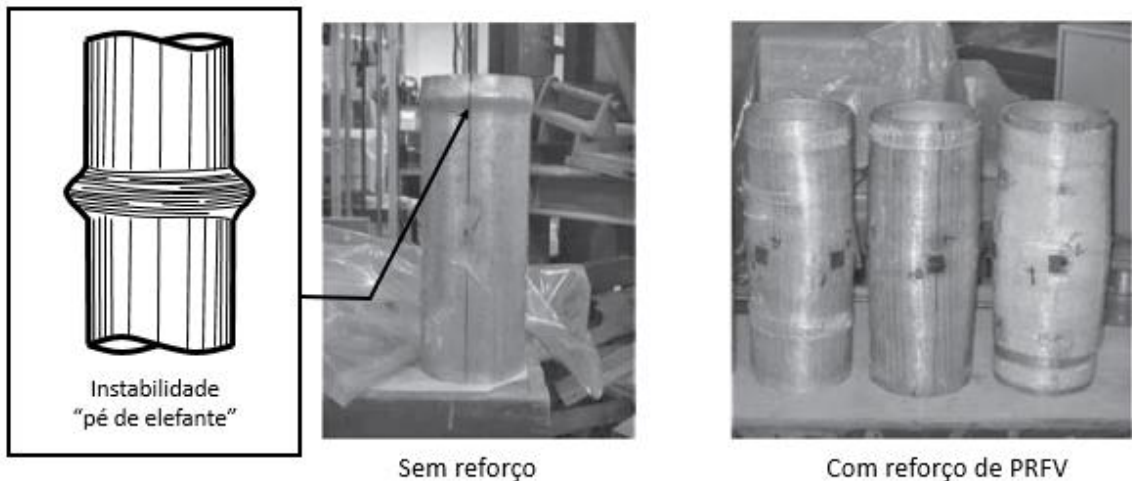
2.4.2 Modos de falha de pilares de aço tubulares reforçados com PRFC

Os modos de falha de pilares tubulares circulares variam de acordo com a relação diâmetro-espessura da seção. Para seções relativamente compactas, o modo de falha mais frequente é conhecido como “pé de elefante”, caracterizado por ser uma instabilidade local inelástica. Em seções relativamente não compactas a falha ocorre devido à instabilidade local elástica. O reforço de seções tubulares circulares com PRF pode diminuir ou eliminar a instabilidade local (ZHAO, 2014).

De acordo com Teng et al. (2012), em estruturas típicas tubulares circulares, a flambagem “pé de elefante” ocorre concomitante com o escoamento da seção e o aparecimento

desta flambagem local inelástica normalmente significa a máxima da capacidade de carga e o fim da ductilidade. Através do confinamento de PRF, o modo de falha “pé do elefante” é impedido e a ductilidade do tubo é melhorada. A Figura 2.28 compara os modos de falha para uma seção não reforçada e reforçada com PRF, onde o modo de falha da seção não reforçada é o “pé de elefante”:

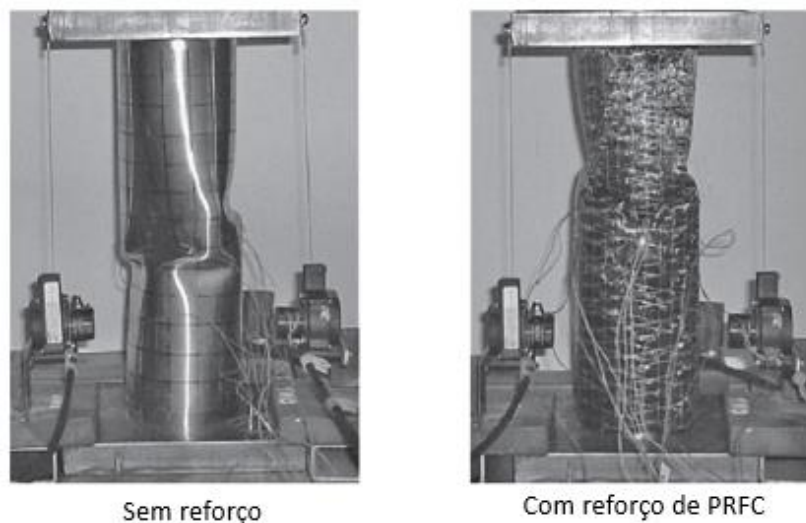
Figura 2.28 - Modos de falha ocorrentes em seções tubulares circulares compactas (d/t de 28) e elementos curtos



Fonte: Adaptado de Zhao (2014)

A Figura 2.29, apresenta os modos de falha de uma seção tubular circular não compacta, com e sem reforço de PRF:

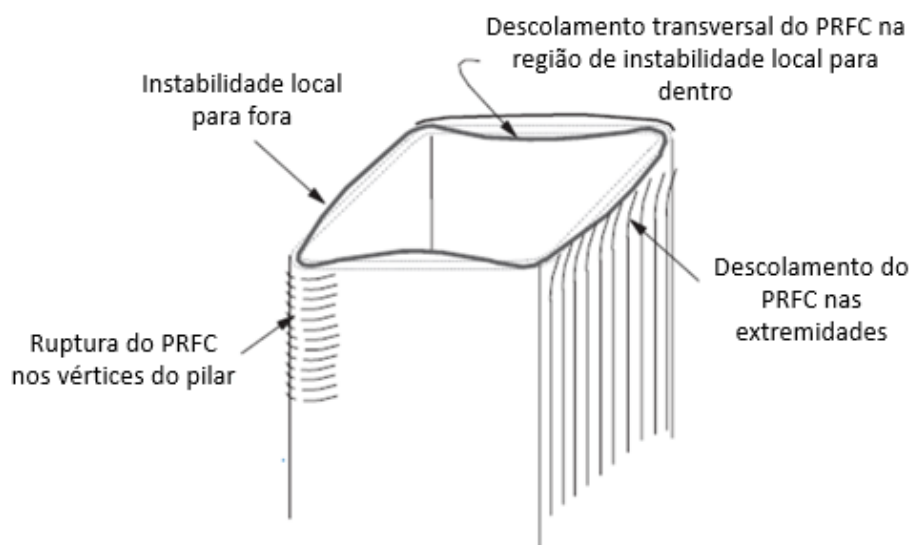
Figura 2.29 - Modos de falha ocorrentes em seções tubulares circulares não compactas (d/t de 75) e elementos curtos



Fonte: Adaptado de Zhao (2014)

Estudos desenvolvidos por Zhao (2014), mostraram que pilares de seções tubulares quadradas ou retangulares reforçados com PRFC apresentam três modos de falha genéricos, sendo eles: descolamento da lâmina de PRFC do aço na extremidade da peça, ruptura transversal do PRFC nos vértices da peça e descolamento da lâmina de PRFC do aço nas paredes planas da seção devido a flambagem local. A Figura 2.30 apresenta os modos de falha típicos:

Figura 2.30 - Modos de falha genéricos ocorrentes em seções tubulares quadradas ou retangulares reforçadas com PRFC



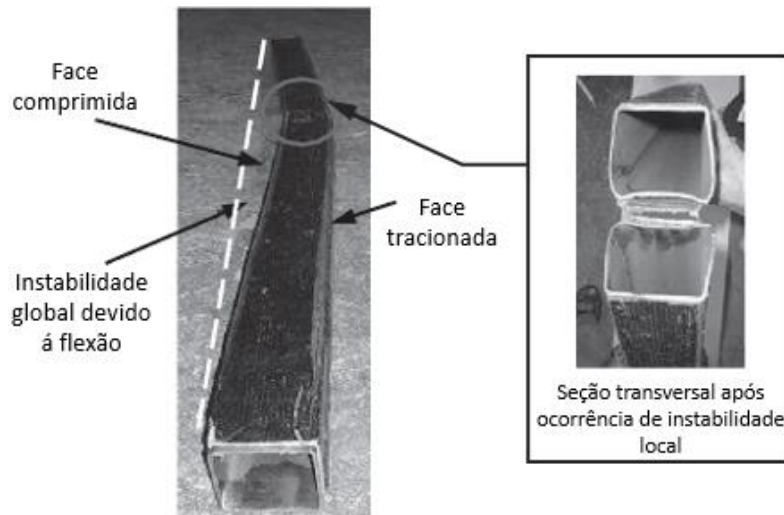
Fonte: Adaptado de Zhao (2014)

Em um estudo sobre o uso de PRFC para reforçar pilares tubulares quadrados, Shaat e Fam (2006) relatam o comportamento de seções SHS 88,9 x 88,9 x 3,2 (SHS 3½" x 3½" x 1/8"), submetidas à carregamentos axiais centrados e com o reforço de PRFC disposto longitudinalmente e transversalmente em relação ao seu eixo. Foi verificado um aumento de resistência da ordem de 8 a 18%, enquanto que, a rigidez axial teve um acréscimo da ordem de 4 a 28%. Eles sugeriram ainda que a disposição transversal do PRFC pode ajudar a restringir a instabilidade local da paredes da seção para fora, resultando em um melhor comportamento do pilar. Teste em elementos relativamente esbeltos, aonde os modos predominantes de falha sem o reforço se devem a instabilidade global da peça, apresentaram este mesmo modo de falha após o reforço com PRF.

Pilares tubulares quadrados ou retangulares, relativamente esbeltos e sem reforço de PRF, possuem modo de falha bem caracterizado pela ocorrência de flambagem global da peça, seguida por uma instabilidade local secundária localizada na metade do elemento,

aproximadamente. A flambagem local é caracterizada pela deformação de uma face para dentro e as faces perpendiculares a essa para fora. Quando estes pilares são reforçados com PRFC, nota-se que no local da falha da seção ocorre o descolamento e esmagamento do PRFC na face que se deforma para dentro e nas faces perpendiculares a esta, que se deformam para fora, ocorre a ruptura (ZHAO, 2014). A Figura 2.31 expõe o modo de falha corriqueiro para pilares de aço tubulares quadrados esbeltos reforçados com PRF:

Figura 2.31 - Modos de falha característicos de pilares tubulares quadrados esbeltos reforçados com PRFC



Fonte: Adaptado de Zhao (2014)

Para pilares tubulares retangulares ou quadrados curtos sem o reforço de PRFC, o modo de colapso consiste em uma grande deformação simétrica da seção transversal, caracterizado pelos lados da seção formarem mecanismos com formato ondulado. Com a aplicação do PRFC, o modo de falha ocorre de forma semelhante, porém é verificado um aumento da carga última resistente. A Figura 2.32 apresenta os modos de falha típicos:

Figura 2.32 - Modos de falha característicos de pilares tubulares quadrados curtos reforçados com PRFC



Fonte: Adaptado de Zhao (2014)

Zhao (2014), afirma que o comportamento de pilares tubulares de aço reforçados com PRF pode ser avaliado através de curvas de tendência de “*carga versus deslocamento*”, obtidas a partir de estudos experimentais.

Na Figura 2.33, são apresentadas três curvas carga-deslocamento para uma seção tubular circular (CHS) com relação diâmetro/espessura (d/t) igual a 38. Uma curva representa o sistema sem o reforço com PRFC, outra curva representa um reforço com duas camadas, sendo uma longitudinal e outra transversal (1T1L) e a terceira curva representa um reforço com quatro camadas, sendo duas longitudinais e duas transversais (2T2L).

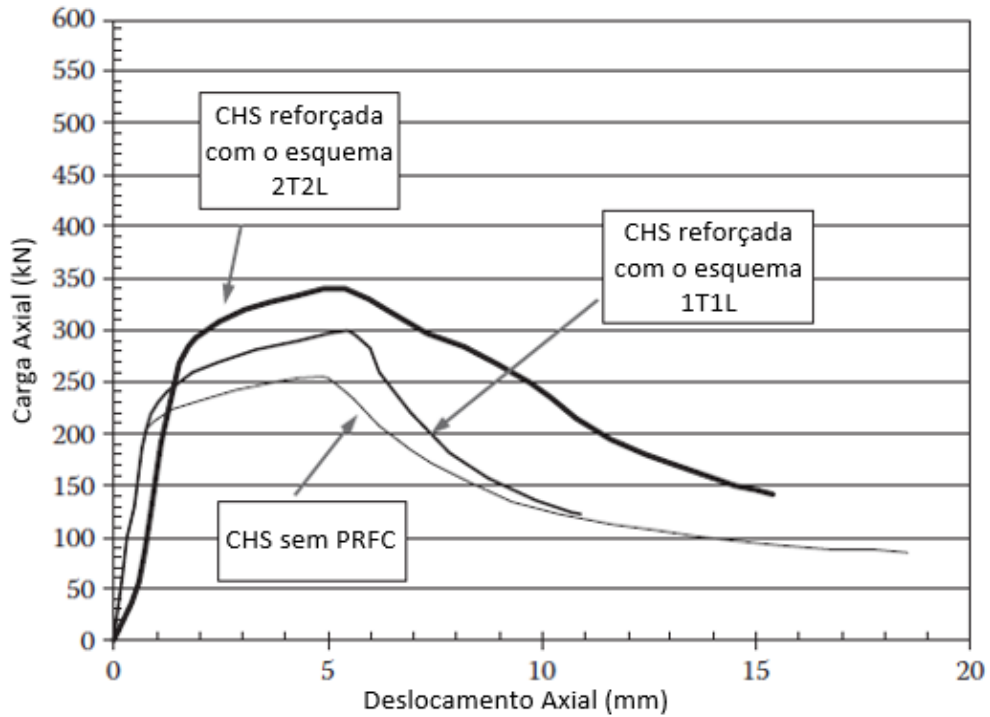
Na Figura 2.34, são apresentadas três curvas carga-deslocamento para uma seção tubular quadrada (SHS) com relação lado/espessura (b/t) igual a 28. Uma curva representa o sistema sem o reforço com PRFC, outra curva representa um reforço com duas camadas transversais (2T) e a terceira curva representa um reforço com duas camadas, sendo uma longitudinal e outra transversal (1T1L).

Na Figura 2.35, são apresentadas três curvas carga-deslocamento para uma seção tubular quadrada (SHS) com relação lado/espessura (b/t) igual a 90. Uma curva representa o sistema sem o reforço com PRFC, outra curva representa um reforço com duas camadas, sendo uma longitudinal e outra transversal (1T1L) e a terceira curva representa um reforço com quatro camadas, sendo duas longitudinais e duas transversais (2T2L).

Na Figura 2.36, são apresentadas três curvas carga-deslocamento para uma seção tubular quadrada (SHS) com relação lado/espessura (b/t) igual a 28. Uma curva representa o sistema sem o reforço com PRFC, outra curva representa um sistema de reforço com três camadas longitudinais em apenas duas faces (3L-2F) e a terceira curva representa um reforço com três camadas longitudinais dispostas nas quatro faces (3L-4F).

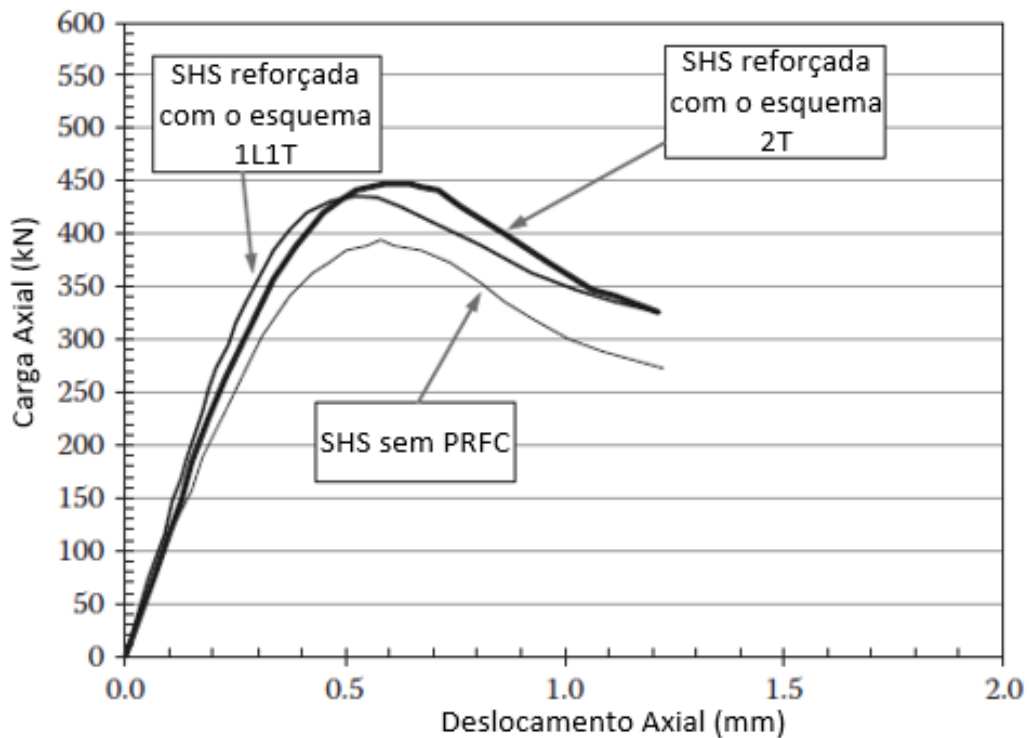
E por fim, na Figura 2.37, são apresentadas três curvas carga-deslocamento para uma seção tubular quadrada (SHS) com relação lado/espessura (b/t) igual a 25. Uma curva se refere ao sistema sem o reforço com PRFC, outra curva representa o comportamento de uma seção reforçada com duas camadas, sendo uma longitudinal e outra transversal (1T1L) e a terceira curva se refere a uma configuração de reforço com quatro camadas, sendo duas longitudinais e duas transversais (2T2L).

Figura 2.33 - Curvas carga-deslocamento seção CHS com relação d/t de 38: configuração sem reforço, 1T1L e 2T2L



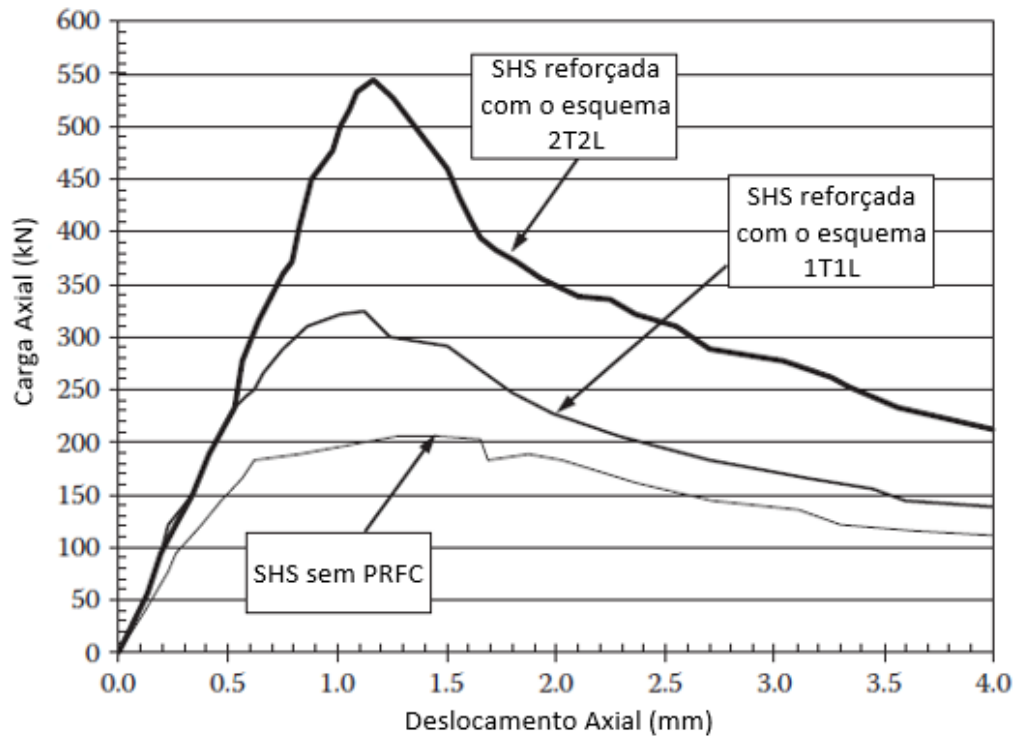
Fonte: Adaptado de Zhao (2014)

Figura 2.34- Curvas carga-deslocamento seção SHS com relação b/t de 28: configuração sem reforço, 2T e 1L1T



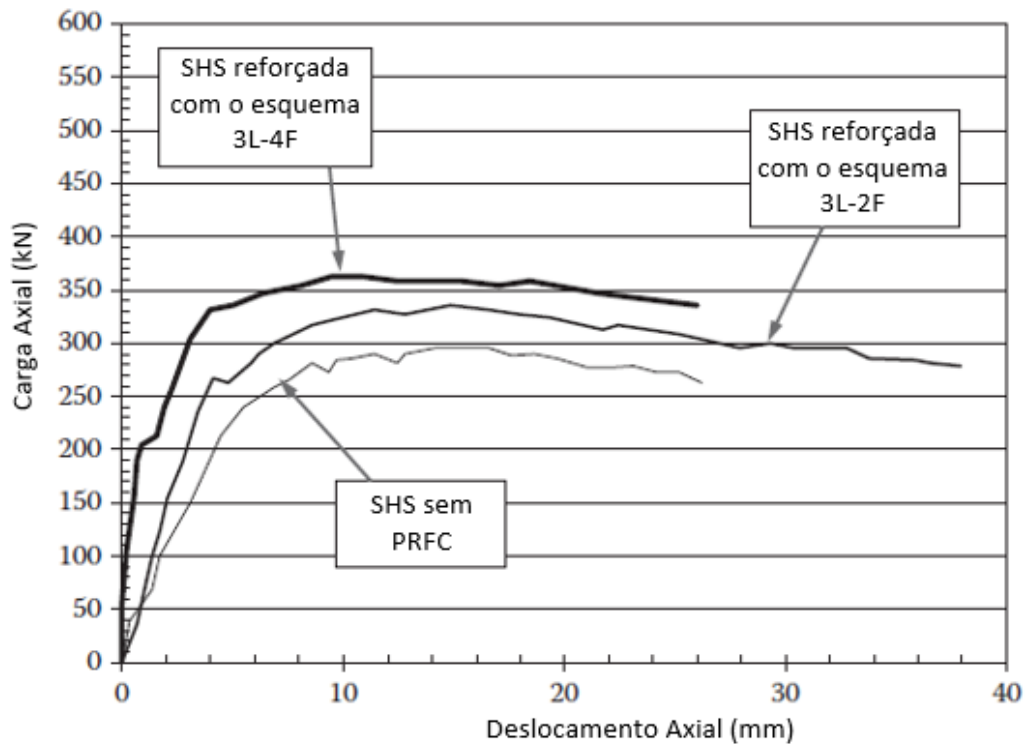
Fonte: Adaptado de Zhao (2014)

Figura 2.35 - Curvas carga-deslocamento seção SHS com relação b/t de 90: configuração sem reforço, 1T1L e 2T2L



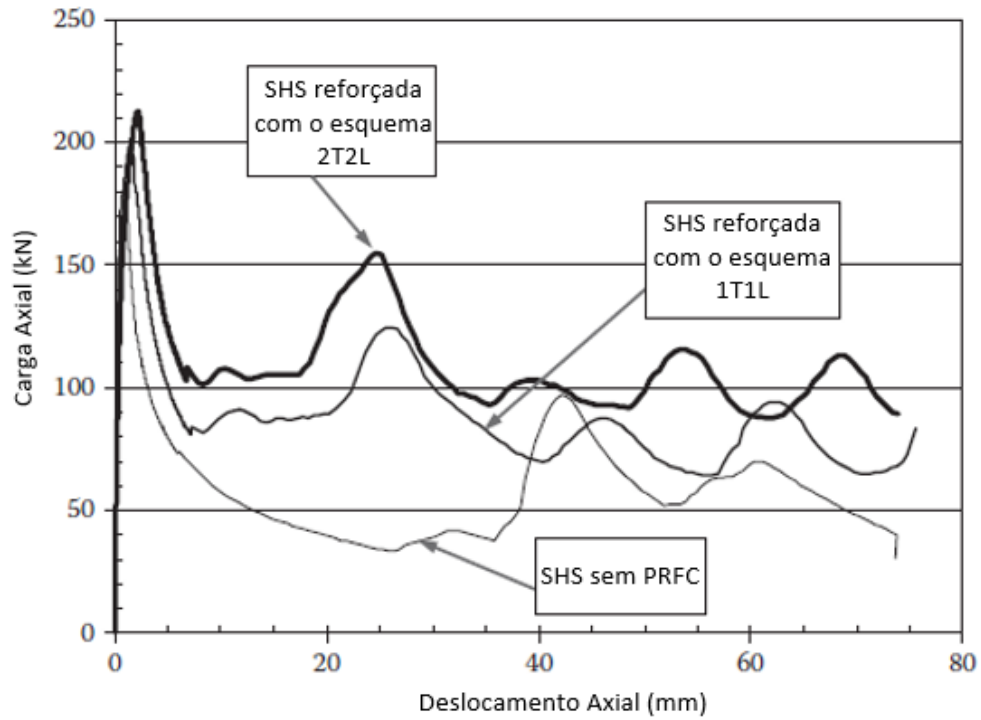
Fonte: Adaptado de Zhao (2014)

Figura 2.36 - Curvas carga-deslocamento seção SHS com relação b/t de 28: configuração sem reforço, 3L-2F e 3L-4F



Fonte: Adaptado de Zhao (2014)

Figura 2.37 - Curvas carga-deslocamento seção SHS com relação b/t de 25: configuração sem reforço, 1T1L e 2T2L



Fonte: Adaptado de Zhao (2014)

A partir das curvas apresentadas é possível visualizar claramente uma tendência geral do aumento da carga última, da ductilidade e absorção de energia.

3 METODOLOGIAS DE DIMENSIONAMENTO

Cerca de 10 anos atrás, em meados de 2008, passou a vigorar no Brasil a norma ABNT NBR 8800:2008, a qual aborda conceitos inerentes ao desenvolvimento de projetos de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios não submetidos a altas temperaturas, com perfis soldados e laminados, incluindo os perfis tubulares, com e sem costura. Esta norma, considerada atualizada, possui como principais referências a norma europeia CEN EN 1993-1-1:2005 e a norma norte americana ANSI /AISC 360-10:2010 e tem tido papel fundamental no avanço da construção em aço e mista no cenário nacional. Com a finalidade de ampliar a sua aplicabilidade no mercado interno, a ABNT NBR 8800:2008 foi criteriosamente adaptada à realidade brasileira, tratando cuidadosamente singularidades bastante corriqueiras em nosso país.

No ano de 2011, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), reuniu uma comissão de especialistas para dar início ao Projeto de Norma para a criação da norma brasileira de estruturas tubulares de aço, com o nome oficial de “Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares”. Esta norma, denominada como ABNT NBR 16239 passou a vigorar no ano de 2013, e traz especificidades perante o dimensionamento de elementos tubulares submetidos à tração e compressão.

Em se tratando de pilares de aço tubulares reforçados com PRF, não existe em cenário nacional nenhuma normatização a respeito. Mundialmente, autores renomados propuseram metodologias de dimensionamento específicas, onde parte delas se baseiam em códigos normativos já existentes, vindo a modificar critérios e conceitos de acordo com imposições ditadas pelo reforço de PRF. A modificação de tais métodos normativos se baseia em um leque de ensaios à compressão de elementos reforçados com PRF, sendo estes também reproduzidos através de análises numéricas.

Para facilitar o entendimento do texto, serão apresentadas quatro metodologias normativas de dimensionamento de elementos tubulares de aço comprimidos, ausentes de reforço com PRF. A primeira delas remete a metodologia constante na norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 e na sequência da ABNT NBR 16239:2013. Em terceiro lugar será exposta a metodologia constante na norma australiana Australian StandardTM – Steel Structures 4100:1998 e por fim será apresentada a metodologia constante na norma europeia Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1:1997. Com a explanação de tais metodologias espera-se que o leitor se familiarize com as filosofias de projeto, de forma que, na explanação dos métodos de dimensionamento com reforço, o conceito seja mais facilmente entendido.

3.1 GENERALIDADES

A análise do comportamento estrutural de pilares tubulares de aço reforçados com PRF se respalda em conceitos de resistência e estabilidade. A carga última resistente de um pilar é tomada como a mínima carga geradora da falha no elemento, seja devido à instabilidade global, local ou ao esgotamento da capacidade resistente da seção.

Shaat e Fam (2006) foram os pioneiros a propor um método analítico de dimensionamento de pilares curtos tubulares, de seções retangulares e quadradas reforçados com PRFC. Mais tarde, Bambach et al. (2009) desenvolveram um método de dimensionamento também para pilares curtos de seções retangulares e quadradas reforçadas, sendo este modelo calibrado através de 45 resultados experimentais, tratados a partir de análises de confiabilidade. No mesmo ano, Shaat e Fam (2009) desenvolveram um método de dimensionamento para pilares retangulares ou quadrados, relativamente esbeltos e reforçadas com PRFC, tendo este método validade apenas dentro de um intervalo de esbeltez. Tal metodologia, consiste no desenvolvimento de um modelo numérico paramétrico.

Haedir e Zhao (2011) conduziram um estudo sobre o reforço de seções circulares com PRFC solicitados à compressão. A partir deste estudo foram propostos dois métodos de dimensionamento de pilares curtos reforçados com PRFC, sendo ambos, propostas de modificações das normas SA AS 4100:1998 e CEN EN 1993-1-1:2005, em função do reforço.

3.2 PRÁTICAS NORMATIVAS DE DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS SUBMETIDOS À COMPRESSÃO

3.2.1 Dimensionamento de pilares tubulares de acordo com a ABNT NBR 8800:2008

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, no dimensionamento de barras prismáticas submetidas à força axial de compressão, deve necessariamente ser atendida a condição:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (3.1)$$

Onde $N_{c,Sd}$ é a força axial de compressão solicitante e $N_{c,Rd}$ é a resistente de cálculo.

A força axial de compressão resistente de cálculo é obtida através da equação apresentada a seguir. É válido salientar que, na equação apresentada a seguir, já estão sendo considerados os efeitos de instabilidade, seja ela global, devido à flexão, torção ou flexo-torção (fator χ) bem como os efeitos de instabilidade local (fator Q).

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (3.2)$$

Onde χ é o fator de redução da resistência devido à instabilidade global, Q é o redutor da resistência devido à instabilidade local, A_g é a área bruta da seção transversal, f_y é a tensão de escoamento do aço e γ_{a1} é o coeficiente de segurança de minoração da resistência do elemento.

O fator de redução da resistência devido à instabilidade global varia de acordo com o valor do índice de esbeltez reduzido do elemento λ_0 . O valor do índice de esbeltez reduzido é calculado a partir da seguinte expressão:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{QA_g f_y}{N_e}} \quad (3.3)$$

Onde N_e é a força axial de flambagem elástica.

Para valores de λ_0 menores ou iguais à 1,5 o fator de redução da resistência devido à instabilidade global é dado pela seguinte expressão:

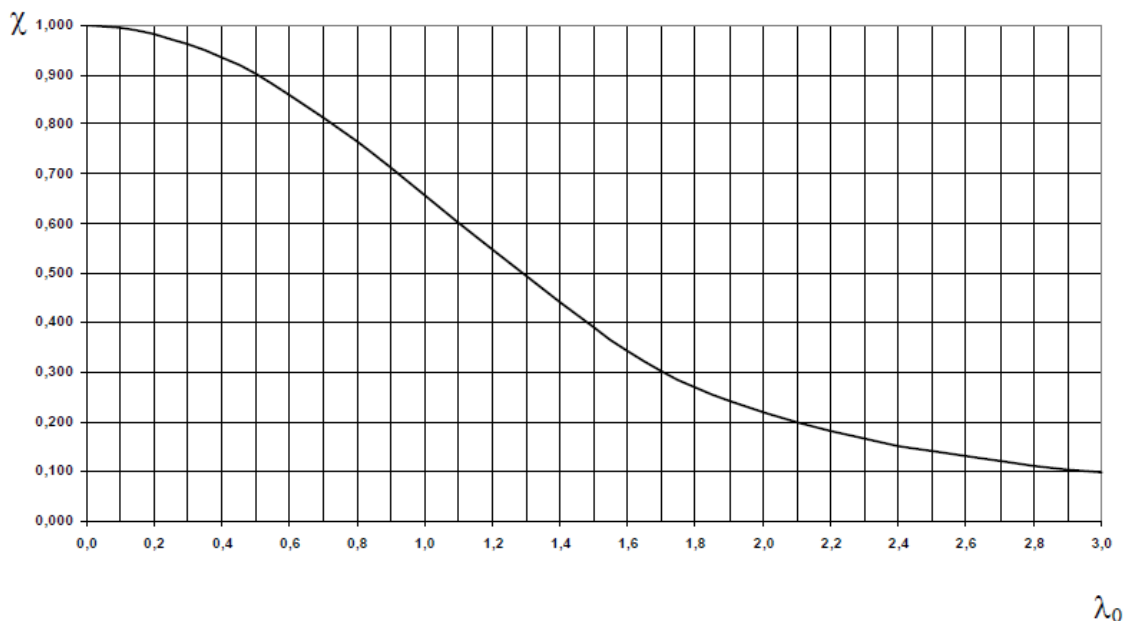
$$\chi = 0,658\lambda_0^2 \quad (3.4)$$

Caso λ_0 seja maior que 1,5:

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad (3.5)$$

A Figura 3.1, apresenta de forma gráfica, o fator de redução da resistência devido à instabilidade global χ , em função do índice de esbeltez reduzido do elemento λ_0 :

Figura 3.1 - Valor de χ em função de λ_0



A força de flambagem elástica apresenta a carga de compressão máxima em que ainda é possível manter a configuração retilínea da estrutura, sem que ocorra o efeito de flambagem (PFEIL e PFEIL, 2009). O cálculo da força de flambagem elástica teórica é efetuado de acordo com o Anexo E da ABNT NBR 8800:2008. No caso de seções tubulares circulares, quadradas ou retangulares, estas constituem seções transversais duplamente simétricas, sendo a força de flambagem elástica ditada pelo menor dos três valores:

- I. Para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (3.6)$$

- II. Para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y da seção transversal:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (3.7)$$

- III. Para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z :

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \quad (3.8)$$











Onde I_x e I_y são os momentos de inércia da seção transversal em relação aos eixos x e y , respectivamente, E e G são os módulos de elasticidade longitudinal e transversal do aço, respectivamente, $K_x L_x$, $K_y L_y$ e $K_z L_z$ são os comprimentos de flambagem por flexão em relação aos eixos x e y e de torção, respectivamente, C_w é a constante de empenamento da seção transversal, J é a constante de torção da seção transversal e r_0 é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento, dado por:

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)} \quad (3.9)$$

Onde r_x e r_y são raios de giração em relação aos eixos centrais x e y , respectivamente e x_0 e y_0 são as coordenadas do centro de cisalhamento na direção dos eixos centrais x e y , respectivamente, em relação ao centro geométrico da seção.

Os coeficientes de vinculação do elemento são explanados no item E.2 da ABNT NBR 8800:2008. Na Figura 3.2, são apresentados os valores teóricos do coeficiente de flambagem por flexão, K_x ou K_y , para seis casos ideais de condições de contorno de elementos isolados, nos quais a rotação ou translação das extremidades são totalmente livres ou impedidas:

Figura 3.2 - Coeficientes de flambagem global 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

O coeficiente de flambagem global por torção, K_z , pode ser considerado de forma simplificada igual a 1,0 quando ambas as extremidades do elemento forem impedidas de girar em relação ao eixo longitudinal do elemento e igual a 2,0 quando uma das extremidades possuir empenamento e rotação livre e na outra extremidade impedido.

No caso de seções tubulares retangulares ou quadradas, o fator de redução da resistência devido à instabilidade local Q , é tratado no Anexo F da ABNT NBR 8800:2008. A critério de classificação, os elementos constituintes da seção transversal são classificados como AA , quando as duas bordas longitudinais são vinculadas e AL , quando apenas uma borda longitudinal é vinculada.

Nos elementos submetidos à compressão, o fator de redução da resistência devido à instabilidade local Q é calculado à partir da seguinte expressão:

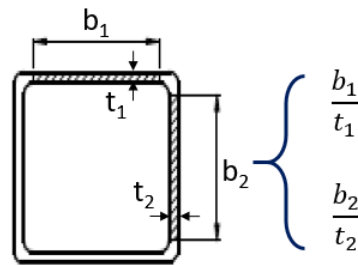
$$Q = Q_s Q_a \quad (3.10)$$

Onde Q_s e Q_a são fatores de redução que levam em conta a flambagem local dos elementos AL e AA , respectivamente. No caso de seções tubulares retangulares e quadradas, inexistem elementos do tipo AL , reduzindo a equação 3.10 a:

$$Q = Q_a \quad (3.11)$$

A esbeltez local dos elementos constituintes de seções tubulares retangulares ou quadradas é mensurada a partir da relação largura e espessura da chapa (relação b/t), definidos a como mostrado na Figura 3.3, apresentada a seguir:

Figura 3.3 - Critérios para a definição da esbeltez local de seções tubulares quadradas ou retangulares



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 8800:2008

O maior valor da esbeltez dos elementos constituintes da seção deve ser comparado a esbeltez limite, dada pela expressão:

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.12)$$

Caso o maior valor da esbeltez das chapas que compõem a seção transversal não superem a esbeltez limite, Q se torna igual a 1,0. Caso contrário, Q é calculado através da seguinte fórmula:

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} \quad (3.13)$$

Onde A_{ef} é a área efetiva da seção, obtida pela teoria da largura efetiva do elemento, dada pela seguinte expressão:

$$A_{ef} = A_g - \Sigma (b - b_{ef})t \quad (3.14)$$

A largura efetiva do elemento b_{ef} é calculada de forma iterativa a partir da fórmula a seguir:

$$b_{ef} = 1,92 t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[1 - \frac{c_a}{b/t} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b \quad (3.15)$$

Onde c_a é igual a 0,38 para elementos de seções transversais tubulares retangulares ou quadradas e σ é a tensão que pode atuar no elemento analisado, tomada igual a:

$$\sigma = \chi f_y \quad (3.16)$$

Para seções tubulares circulares, o fator de redução para flambagem local é calculado de acordo com o item F.4 da ABNT NBR 8800:2008, dado por:

1. $Q = 1,00$ para $\frac{D}{t} \leq 0,11 \frac{E}{f_y}$;
2. $Q = \frac{0,038}{D/t} \frac{E}{f_y} + \frac{2}{3}$ para $0,11 \frac{E}{f_y} < \frac{D}{t} \leq 0,45 \frac{E}{f_y}$.

Onde D é o diâmetro externo da seção tubular circular e t é a espessura da seção. A ABNT NBR 8800:2008, não prevê a utilização de seções tubulares circulares com relação D/t superior a $0,45 E/f_y$.

3.2.2 Dimensionamento de pilares tubulares de acordo com a ABNT NBR 16239:2013

Mesmo com todas as suas virtudes, a ABNT NBR 8800:2008, por ser generalista, não contempla de forma precisa diversos aspectos do desempenho de elementos estruturais tubulares, dentro deles, o comportamento à compressão (FAKURY et al, 2012). Nesse contexto, a ABNT NBR 16239:2013 apresenta uma metodologia de dimensionamento mais precisa, visando a otimização do uso de pilares tubulares, porém mantendo compatibilidade, em métodos e procedimentos, com a ABNT NBR 8800:2008, vista como referencial.

Ainda de acordo com o mesmo autor, a norma ABNT NBR 16239:2013, traz como principal modificação precever o uso da mesma curva de resistência da norma canadense CAN/CSA S16.1:2003. Essa curva é expressa pelo fator de redução associado à resistência à compressão, dado por:

$$\chi = \frac{1}{(1 + \lambda_0^{4,48})^{1/2,24}} \quad (3.17)$$

A ABNT NBR 16239:2013 permite que a sua curva seja utilizada ainda para outros perfis tubulares que não sejam laminados à quente, como perfis com costura e que sofreram algum trabalho a frio para conformação da seção final após laminação, desde que tratados termicamente para o alívio de tensões residuais.

3.2.3 Dimensionamento de pilares tubulares de acordo com a SA AS 4100:1998

A norma australiana SA AS 4100:1998, trata do dimensionamento de elementos submetidos à compressão em sua seção 6. Impõe que duas condições devem necessariamente serem atendidas:

$$N^* \leq \phi N_S \quad (3.18)$$

$$N^* \leq \phi N_C \quad (3.19)$$

Onde N^* é a força axial de compressão solicitante de cálculo, N_S é a capacidade nominal da seção determinada de acordo com o item 6.2 da norma, N_C é a capacidade nominal do elemento determinada de acordo com o item 6.3 da norma e ϕ é o fator de capacidade, determinado de acordo com a Tabela 3.1, apresentada a seguir:

Tabela 3.1 - Fatores de capacidade (ϕ) para estados limites últimos

Elementos submetidos à compressão axial		
Capacidade de projeto para	Cláusulas	Fator de capacidade (ϕ)
- Capacidade da seção	6.1 & 6.2	0,90
- Capacidade do elemento	6.1 & 6.3	0,90

Fonte: Adaptado de SA AS 4100:1998

A capacidade nominal da seção, referente a uma carga concêntrica, é calculada a partir da expressão a seguir:

$$N_S = k_f A_n f_y \quad (3.20)$$

Onde k_f é fator de forma da seção, A_n é a área da seção transversal e f_y é a tensão de escoamento do aço.

O fator de forma da seção transversal consiste na relação entre a área efetiva e bruta da seção transversal:

$$k_f = \frac{A_e}{A_n} \quad (3.21)$$

A área efetiva da seção transversal é obtida com o auxílio do conceito de largura efetiva. A largura efetiva b_e , de um elemento plano com largura bruta b , que constitui uma parcela da seção transversal de um elemento, pode ser obtida através da expressão apresentada a seguir:

$$b_e = b \left(\frac{\lambda_{ey}}{\lambda_e} \right) \leq b \quad (3.22)$$

Para seções tubulares circulares de diâmetro externo d_o , o diâmetro efetivo de cálculo d_e é o menor valor obtido através das duas expressões a seguir:

$$d_e = d_o \sqrt{\left(\frac{\lambda_{ey}}{\lambda_e}\right)} \leq d_o \quad (3.23)$$

$$d_e = d_o \left(\frac{3\lambda_{ey}}{\lambda_e}\right)^2 \leq d_o \quad (3.24)$$

Onde λ_e é a esbeltez da placa constituinte da seção transversal do elemento e λ_{ey} é a esbeltez limite permitida, apresentada a seguir na Tabela 3.2:

Tabela 3.2 - Valores de esbeltez limite para elementos de placa

Tipo do elemento de placa	Vinculações Longitudinais de borda	Tensão Residual (Ver notas)	Esbeltez Limite λ_{ey}
Plano	Uma	B.T.R.	16
		L.Q.	16
		F.F. / P.S.L.	15
		M.S.L.	14
	Ambas	B.T.R.	45
		L.Q.	45
		F.F. / P.S.L.	40
		M.S.L.	35
Seção Tubular Circular		B.T.R.	82
		L.Q. / F.F.	82
		P.S.L.	82
		M.S.L.	82

Fonte: Adaptado de SA AS 4100:1998

Onde as siglas significam:

- B.T.R.: Baixa tensão residual;
- L.Q.: Laminado à quente;
- F.F.: Formado à frio;
- P.S.L.: Pouca solda longitudinal;
- M.S.L.: Muita solda longitudinal

Em elementos soldados onde as tensões residuais de compressão forem menores do que 40 MPa estes podem ser classificados como com pouca solda longitudinal.

A esbeltez de elementos de placa é calculada a partir da seguinte formulação:

$$\lambda_e = \frac{b}{t} \sqrt{\left(\frac{f_y}{250}\right)} \quad (3.25)$$

Onde b é a distância entre a face livre e a face do elemento vinculado ou a distância entre as faces dos elementos vinculados e t é a espessura da placa.

Para seções circulares tubulares, a esbeltez da seção pode ser calculada através da fórmula:

$$\lambda_e = \left(\frac{d_0}{t}\right) \left(\frac{f_y}{250}\right) \quad (3.26)$$

Onde d_0 é o diâmetro externo da seção e t é a espessura.

A capacidade nominal do elemento é obtida através do produto da capacidade nominal da seção e o fator de redução devido à instabilidade global do elemento, dada pela expressão:

$$N_c = \alpha_c N_s \leq N_s \quad (3.27)$$

O fator de redução devido à instabilidade global do elemento é calculado através da seguinte fórmula:

$$\alpha_c = \xi \left[1 - \sqrt{\left(1 - \left(\frac{90}{\xi \lambda}\right)^2\right)} \right] \quad (3.28)$$

Onde o fator ξ é obtido pela seguinte expressão:

$$\xi = \frac{\left(\frac{\lambda}{90}\right)^2 + 1 + \eta}{2 \left(\frac{\lambda}{90}\right)^2} \quad (3.29)$$

Onde o fator η é obtido por:

$$\eta = 0,00326(\lambda - 13,5) \geq 0 \quad (3.30)$$

Onde o fator λ é obtido por:

$$\lambda = \lambda_n + \alpha_a \alpha_b \quad (3.31)$$

O fator α_a é obtido por:

$$\alpha_a = \frac{2100(\lambda_n - 13,5)}{\lambda_n^2 - 15,3\lambda_n + 2050} \quad (3.32)$$

O fator α_b é tabelado. Se a seção transversal do elemento não sofre redução de área devido ao fenômeno de instabilidade local, ou seja, o fator de forma da seção equivale a 1,0, α_b é obtido através da Tabela 3.3, caso contrário, a resistência da seção tem de ser reduzida devido à instabilidade local, impondo em um fator de forma menor que 1,0, neste caso, o parâmetro α_b é obtido através da Tabela 3.4.

Ambas são apresentadas a seguir:

Tabela 3.3 - Valores (α_b) para seções constantes de $k_f = 1,0$

Descrição da seção	α_b
Seções RHS, SHS e CHS - Laminado à quente	-1,0
Seções RHS, SHS e CHS - Formadas à frio (Baixa tensão residual)	
Seções RHS, SHS e CHS - Formadas à frio (Sem tensão residual)	-0,5
Seções caixões (tubulares) soldadas	0,0
Demais seções tubulares	0,5

Fonte: Fonte: Adaptado de SA AS 4100:1998

Tabela 3.4 - Valores (α_b) para seções constantes de $k_f < 1,0$

Descrição da seção	α_b
Seções RHS, SHS e CHS - Laminado à quente	-0,5
Seções RHS, SHS e CHS - Formadas à frio (Baixa tensão residual)	
Seções RHS, SHS e CHS - Formadas à frio (Sem tensão residual)	
Seções caixões (tubulares) soldadas	0,0
Demais seções tubulares	1,0

Fonte: Fonte: Adaptado de SA AS 4100:1998

O fator λ_n é obtido pela seguinte expressão:

$$\lambda_n = \left(\frac{l_e}{r}\right) \sqrt{(k_f)} \sqrt{\left(\frac{f_y}{250}\right)} \quad (3.33)$$

O parâmetro r corresponde ao raio de giração da seção transversal do elemento e l_e é o comprimento efetivo de flambagem global, já considerando a tipologia das vinculações de extremidade, dado pela expressão:

$$l_e = k_e l \quad (3.34)$$

Onde l é o comprimento real do elemento entre pontos de apoio ou entre um apoio e a extremidade livre no caso de elementos engastados-livres.

O coeficiente k_e remete às condições de vinculação das extremidades do elemento e o seu valor é obtido a partir da Tabela 3.5, apresentada a seguir:

Tabela 3.5 - Fatores de comprimento efetivo devido às vinculações de extremidade

	Elementos Travados			Elementos em Balanço		
Configuração de flambagem						
(k_e)	0,7	0,85	1,0	1,2	2,2	2,2
Símbolos para condições de restrições de apoio	= Rotação impedida; Translação impedida. = Rotação livre; Translação impedida.			= Rotação impedida; Translação livre. = Rotação livre; Translação livre.		

Fonte: Adaptado de SA AS 4100:1998

3.2.4 Dimensionamento de pilares tubulares de acordo com o CEN EN 1993-1-1:2005

Em 1975, a Comissão da Comunidade Europeia decidiu efetuar um programa de ações no âmbito da construção civil. O objetivo do programa era a eliminação dos obstáculos técnicos ao comércio e a harmonização das especificações técnicas. Por aproximadamente 15 anos, a comissão organizadora em conjunto com a ajuda de um comitê, com representantes dos países membros, conduziu o desenvolvimento do programa Eurocódigos, que gerou a primeira geração de códigos e normas europeias, em meados dos anos 80.

O programa de Eurocódigos estruturais se subdivide em 9 grupos, sendo o Eurocode 3 responsável pela normatização de projetos de estruturas de aço. O Eurocode 3, por sua vez, se subdivide em 6 partes distintas, sendo de interesse a parte 1, que remete as normas gerais e regras para as edificações. Portanto, será objeto deste tópico descrever a metodologia de dimensionamento de elementos de aço submetidos à compressão, perante o CEN EN 1993-1-1:2005.

O CEN EN 1993-1-1:2005, em seu item 6, remete que um elemento submetido à esforços de compressão centrada, deverá ser verificado perante a resistência da seção transversal como também perante a estabilidade global do elemento, sendo a resistência do elemento o menor valor encontrado.

Desta maneira, as duas condições apresentadas a seguir devem necessariamente serem atendidas:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.35)$$

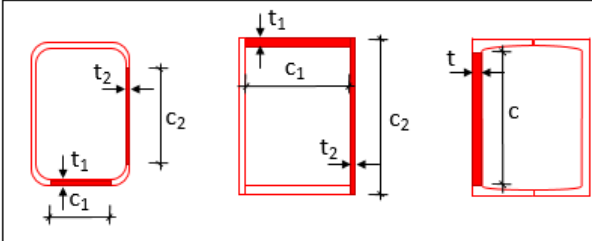
$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.36)$$

Onde N_{Ed} é a força axial de compressão solicitante de cálculo, $N_{c,Rd}$ é a força axial de compressão resistente de cálculo da seção, determinada de acordo com o item 6.2 da norma e $N_{b,Rd}$ é a força axial de compressão resistente à flambagem do elemento, determinada de acordo com o item 6.3 da norma.

O CEN EN 1993-1-1:2005, classifica as seções transversais dos elementos comprimidos em 4 classes, afim de mensurar o potencial à instabilidade local da seção transversal, sendo mínimo o potencial para a classe 1 e máximo para a classe 4. Caso a seção seja definida como pertencente a classe 4, pode ser utilizado o método das larguras efetivas para efetuar a redução de resistência necessária da seção.

Em seções tubulares retangulares ou quadradas, os limites entre as possíveis classificações da seção são ditados pela relação entre a largura e espessura dos elementos constituintes da seção transversal, como apresentado na Figura 3.4:

Figura 3.4 - Limites de esbeltez local para seções tubulares retangulares ou quadradas



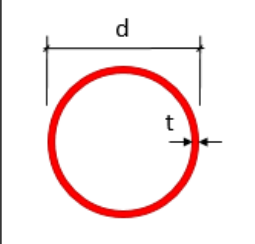
Limite	Classificação
$c/t < 33\varepsilon$	Classe I
$c/t < 38\varepsilon$	Classe II
$c/t < 42\varepsilon$	Classe III
$c/t > 42\varepsilon$	Classe IV

Fonte: Adaptado de CEN EN 1993-1-1:2005

Onde $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$.

Em seções tubulares circulares, os limites entre as possíveis classificações da seção são ditados pela relação diâmetro e espessura do elemento, como apresentado na Figura 3.5:

Figura 3.5 - Limites de esbeltez local para seções tubulares circulares

	Limite	Classificação
	$d/t < 50\epsilon^2$	Classe I
	$d/t < 70\epsilon^2$	Classe II
	$d/t < 90\epsilon^2$	Classe III
	$d/t > 90\epsilon^2$	Classe IV

Fonte: Adaptado de CEN EN 1993-1-1:2005

É válido salientar que, o CEN EN 1993-1-1:2005 não dá subsídios suficientes para aferir a resistência de seções tubulares circulares de classe IV, assim como a norma brasileira.

A resistência da seção transversal é obtida através de uma das duas expressões apresentadas a seguir, em função da classificação da seção transversal do elemento:

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.37)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.38)$$

Onde a equação 3.36 remete a seções de classes I, II ou III e a equação 3.37 remete a seções de classe IV. A área efetiva de uma seção de classe IV é obtida através do CEN EN 1993-1-5:2006, que trata apenas de elementos de chapas de aço estruturais. No item 4.4 dessa norma, é referido que a área efetiva de um elemento submetido à compressão centrada é dada pela seguinte expressão:

$$A_{c,eff} = \rho A_c \quad (3.39)$$

Sendo A_c a área bruta da seção transversal e ρ o coeficiente redutor de flambagem de placas, calculado a partir das formulações apresentadas a seguir:

$$\rho = 1,0 \quad \text{se } \bar{\lambda}_p \leq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \quad (3.40)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \quad \text{se } \bar{\lambda}_p > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \quad (3.41)$$

Onde ψ é a relação de tensão no elemento analisado e $\bar{\lambda}_p$ é a esbeltez local da chapa, dado pela equação a seguir:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{\bar{b}/t}{28,4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}}} \quad (3.42)$$

Para seções tubulares retangulares ou quadradas submetidas à compressão centrada, os valores de ψ e k_σ se reduzem a 1,0 e 4,0, respectivamente. A largura bruta da seção é dada \bar{b} é calculada a partir da expressão a seguir:

$$\bar{b} = b - 3t \quad (3.43)$$

Em termos de resistência de pilares tubulares perante a instabilidade global, o CEN EN 1993-1-1:2005 remete o cálculo a partir das expressões a seguir:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.44)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.45)$$

A equação 3.43 remete a seções de classes I, II ou III e a equação 3.44 remete a seções de classe IV. O parâmetro χ é o fator redutor da resistência devido à instabilidade global, dado pela equação:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0 \quad (3.46)$$

Sendo:

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (3.47)$$

Onde α é o fator de imperfeição do elemento e $\bar{\lambda}$ é a esbeltez global adimensional do elemento, obtida por uma das expressões a seguir:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad (3.48)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \quad (3.49)$$

Onde a equação 3.47 remete a seções de classes I, II ou III e a equação 3.48 remete a seções de classe IV.

O fator de imperfeição local α corresponde a curva de flambagem apropriada para a tipologia da seção transversal em questão, dada através da Tabela 3.6, apresentada a seguir:

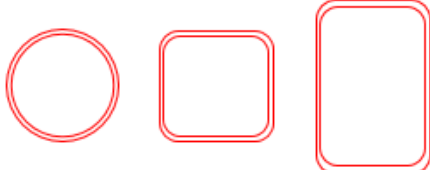
Tabela 3.6 - Fatores de imperfeição para curvas de flambagem

Curva de flambagem	a_0	a	b	c	d
Fator de imperfeição α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Fonte: Adaptado de CEN EN 1993-1-1:2005

Porém a tipologia da seção transversal do elemento restringe a utilização de determinadas curvas de flambagem. No caso de seções tubulares, a Figura 3.6, apresentada a seguir, mostra a curvas de flambagem permitidas para as seções tubulares:

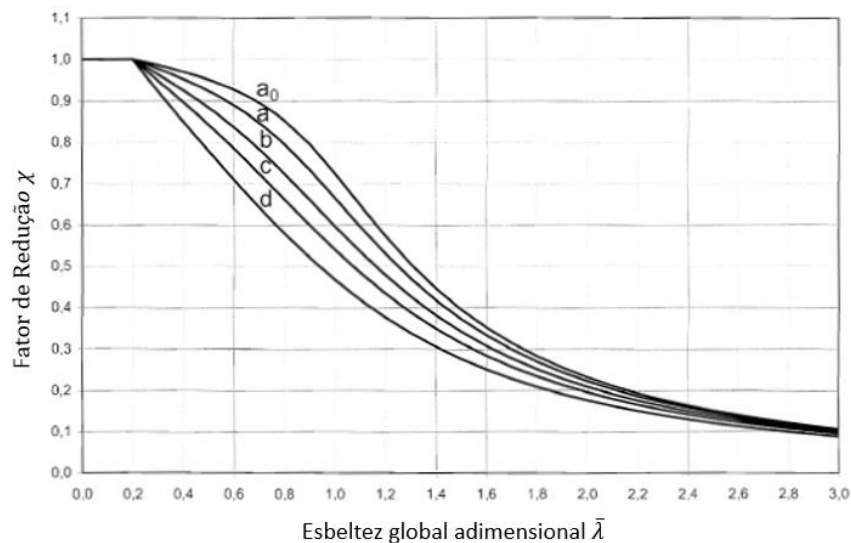
Figura 3.6 - Curvas de flambagem em função da seção transversal

Seção transversal	Limite	Eixo de flambagem	Curva de flambagem	
			$f_y < 460$	$f_y \geq 460$
	Laminada à quente	Todos	a	a_0
	Formado à frio	Todos	c	c

Fonte: Adaptado de CEN EN 1993-1-1:2005

A seguir, com intuito ilustrativo são apresentadas as diferentes curvas de flambagem global constantes no CEN EN 1993-1-1:2005:

Figura 3.7 - Curvas de flambagem global constantes no Eurocode 3



Fonte: Adaptado de CEN EN 1993-1-1:2005

Para pilares tubulares, o CEN EN 1993-1-1:2005 remete a possibilidade de ocorrência de instabilidade global devido a flexão, torção e a flexo-torção. No caso de instabilidade devido à flexão, o índice de esbeltez adimensional adquire a seguinte configuração:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_l} \quad (3.50)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{\sqrt{\frac{A_{eff}}{A}}}{\lambda_l} \quad (3.51)$$

Sendo a equação 3.49 referente às seções de classe I, II ou III e a equação 3.50 referente a classe IV. O parâmetro L_{cr} se refere ao comprimento efetivo de flambagem do elemento e i é o raio de giração da seção. O parâmetro λ_l é calculado a partir da expressão a seguir:

$$\lambda_l = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \varepsilon \quad (3.52)$$

No caso de instabilidade devido à torção ou flexo-torção, o índice de esbeltez adimensional adquire a seguinte configuração:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,TF}}} \quad (3.53)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr,TF}}} \quad (3.54)$$

Sendo a equação 3.49 referente às seções de classe I, II ou III e a equação 3.50 referente a classe IV e $N_{cr,TF}$ a carga crítica de flambagem elástica em relação ao eixo longitudinal do elemento. Portanto, a resistência do elemento perante a instabilidade global é dada como sendo o menor valor entre a instabilidade devido à flexão, torção e flexo-torção.

Caso a esbeltez global adimensional seja inferior a 0,2 ou a força de compressão solicitante for menor ou igual a 4% da crítica de instabilidade elástica global, pode ser dispensada a verificação do elemento perante à instabilidade global, sendo necessário apenas a verificação da resistência de seção transversal.

3.3 METODOLOGIAS DE DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS SUBMETIDOS À COMPRESSÃO REFORÇADOS COM PRFC DOS PRINCIPAIS AUTORES

3.3.1 Reforço de pilares curtos de seções CHS com PRFC

Haedir e Zhao (2011) realizaram estudos sobre elementos submetidos à compressão, de seção CHS reforçados com PRF. A partir destes estudos foram propostos métodos de dimensionamento a partir de normas já existentes, SA AS 4100:1998 e CEN EN 1993-1-1:2005, para o projeto de pilares curtos de seção tubulares circulares. Os modelos são apresentados a seguir:

3.3.1.1 Modelo de Haedir e Zhao (2011) – SA AS 4100:1998 Modificado

Se entende pilares curtos como aqueles elementos que possuem modo de falha por esgotamento da capacidade resistente da seção ou por instabilidade local, sendo isento da falha por instabilidade global.

A esbeltez local para seções circulares na norma australiana SA AS 4100:1998 é definida como:

$$\lambda_e = \left(\frac{d_0}{t}\right) \left(\frac{f_y}{250}\right) \quad (3.55)$$

Quando o reforço através de PRFC é aplicado à seção, o elemento adquire uma nova configuração de esbeltez local, definida pela expressão a seguir:

$$\lambda_{es} = \left(\frac{d_{es}}{t_{es}}\right) \left(\frac{f_y}{250}\right) \quad (3.56)$$

No qual d_{es} e t_{es} se referem ao diâmetro e a espessura equivalente, respectivamente, da seção após reforço. Estes dois parâmetros são mensurados a partir das equações a seguir:

$$d_{es} = d_0 + 2t_{es,cs} \quad (3.57)$$

$$t_{es} = t_s + t_{es,cs} \quad (3.58)$$

Onde $t_{es,cs}$ é a espessura do reforço com PRFC nas direções longitudinais e transversais do elemento. A espessura do reforço pode ser obtida através da equação:

$$t_{es,cs} = n_L \beta_L t_{L,cs} + n_T \beta_T t_{T,cs} \quad (3.59)$$

Sendo n_L e n_T o número de camadas de PRFC longitudinais e transversais, respectivamente, $t_{L,cs}$ e $t_{T,cs}$ as respectivas espessuras longitudinais e transversais da fibra e β_L

e β_T são as relações de módulo, entre o PRFC, aplicado na direção longitudinal e transversal e o aço, calculados da seguinte maneira:

$$\beta_L = \frac{E_{L,t,cs}}{E_s} = \frac{E_{L,c,cs}}{E_s} \quad (3.60)$$

$$\beta_T = \frac{E_{T,t,cs}}{E_s} = \frac{E_{T,c,cs}}{E_s} \quad (3.61)$$

Onde $E_{L,t,cs}$ e $E_{L,c,cs}$ são os módulos de elasticidade longitudinais do PRFC à tração e compressão, e $E_{T,t,cs}$ e $E_{T,c,cs}$ são os módulos de elasticidade transversais do PRFC à tração e a compressão, respectivamente. A critério de simplificação, é considerado que o módulo de elasticidade à tração possui o mesmo valor que à compressão.

O fator de proporção remete a relação entre os módulos transversal e longitudinal do PRFC e é dado pela expressão a seguir:

$$\xi = \frac{\beta_T}{\beta_L} = \frac{E_{T,t,cs}}{E_{L,t,cs}} \quad (3.62)$$

É considerado que a espessura da PRFC é a mesma em ambas as direções:

$$t_{L,cs} = t_{T,cs} = t_{CFRP_sheet} \quad (3.63)$$

Substituindo parcela da equação 3.58 pela 3.62 e manipulando a mesma, resulta em:

$$t_{es,cs} = \beta_L t_{CFRP_sheet} (n_L + \xi n_T) \quad (3.64)$$

O fator adimensional de reforço com fibra α , apresentado a seguir, remete a relação entre a quantidade de reforço a ser aplicado e a espessura do tubo:

$$\alpha = \frac{(n_L + n_T)t_{CFRP_sheet}}{t_s} \quad (3.65)$$

O diâmetro efetivo da seção equivalente de aço, após reforço com PRFC, perante a instabilidade local, pode ser calculado de forma similar ao exposto na SA AS 4100:1998:

$$d_{eff,eq} = d_{ef} \sqrt{\frac{82}{\lambda_{es}}} \quad (3.66)$$

A partir do diâmetro efetivo equivalente $d_{eff,eq}$, é possível o cálculo da área efetiva equivalente da seção reforçada $A_{eff,eq}$, possibilitando assim a obtenção da capacidade resistente da seção tubular circular à compressão, reforçada com PRFC, dada pela expressão:

$$N_{s,CHS-CFRP,AS4100} = A_{eff,eq}f_y \quad (3.67)$$

O método de reforço de pilares tubulares circulares curtos, SA AS 4100:1998 Modificado, possui validade apenas dentro dos intervalos apresentados a seguir:

$$37 \leq d_s/t_s \leq 78 \quad (3.68)$$

$$250MPa \leq f_y \leq 450MPa \quad (3.69)$$

$$0,1 \leq \alpha \leq 0,3 \quad (3.70)$$

3.3.1.2 Modelo de Haedir e Zhao (2011) - CEN EN 1993-1-1:2005 Modificado

De forma similar ao método SA AS 4100:1998 Modificado, a capacidade resistente da seção reforçada com PRFC pode ser expressa por:

$$N_{s,CHS-CFRP,EC3} = A_{eff,eq}f_y \quad (3.71)$$

Onde a área equivalente da seção reforçada com PRFC $A_{eff,eq}$, é calculada pela fórmula:

$$A_{eff,eq} = \rho_{es}A_{es} \quad (3.72)$$

Neste caso A_{es} é a área de aço equivalente da seção sem nenhuma redução devido à instabilidade local, dado pela expressão a seguir:

$$A_{es} = \pi(t_s + t_{es,cs})^2 \left(\frac{\frac{d_s}{t_s} + 2 \frac{t_{es,cs}}{t_s}}{1 + \frac{t_{es,cs}}{t_s}} - 1 \right) \quad (3.73)$$

Onde $t_{es,cs}$ é calculado de acordo com a equação 3.63.

O fator de redução da área equivalente ρ_{es} é calculado a partir das dimensões equivalentes da seção, dada pela fórmula a seguir:

$$\rho_{es} = \frac{\lambda_{esp} - 0,22}{\lambda_{esp}^2} \leq 1,0 \quad (3.74)$$

Sendo:

$$\lambda_{esp} = \frac{f_y}{\sigma_{ese}} \leq 1,0 \quad (3.75)$$

Onde σ_{ese} é a tensão de flambagem elástica de acordo com a expressão:

$$\sigma_{ese} = \frac{0,265E_s}{\sqrt{3}\sqrt{1-v^2}} \left(\frac{t_{es}}{d_{es}} \right) \quad (3.76)$$

O método de reforço de pilares tubulares circulares curtos, CEN EN 1993-1-1:2005 Modificado, possui validade apenas dentro dos intervalos apresentados a seguir:

$$37 \leq d_s/t_s \leq 78 \quad (3.77)$$

$$235MPa \leq f_y \leq 460MPa \quad (3.78)$$

$$0,1 \leq \alpha \leq 0,3 \quad (3.79)$$

3.3.2 Reforço de pilares curtos de seções SHS e RHS com PRFC

Bambach et al. (2009) desenvolveram uma metodologia de projeto para o reforço de pilares tubulares retangulares ou quadrados curtos com PRFC, baseado na teoria de tensões elásticas de flambagem, sendo este método calibrado a partir de 45 testes, sendo os resultados tratados a partir de análises de confiabilidade. Já os autores Shaat e Fam (2006), desenvolveram um método simples de reforço, baseado na ideia de seção equivalente, sendo que, neste método não é considerado a redução de resistência devido à instabilidade local da seção.

3.3.2.1 Modelo de Bambach et al. (2009)

No método de Bambach et al. (2009), a capacidade resistente da seção é dada pela seguinte fórmula:

$$N_{s,SHS-PRFC} = \rho_c A_s f_y \quad (3.80)$$

Onde ρ_c é o fator de redução de resistência da seção equivalente e A_s é a área de aço da seção transversal do elemento tubular, dada pela equação:

$$A_s = 4(b - 2r_{ext})t_s + \pi(r_{ext}^2 - r_{int}^2) \quad (3.81)$$

Sendo b , r_{ext} e r_{int} a largura total da face, o raio de curvatura de dobra externo e o raio de curvatura de dobra interno, respectivamente. Os raios de curvatura de dobra são calculados a partir das equações a seguir:

$$r_{int} = r_{ext} - t_s \quad (3.82)$$

$$r_{ext} = 2,5t_s \quad \text{para } t_s \geq 3,0 \text{ mm} \quad (3.83)$$

$$r_{ext} = 2,0t_s \quad \text{para } t_s < 3,0 \text{ mm} \quad (3.84)$$

O fator de redução de resistência da seção equivalente reforçada é obtido através da expressão a seguir:

$$\rho_c = \frac{1 - \frac{0,22}{\lambda_c}}{\lambda_c} \quad (3.85)$$

Sendo:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,cs}}} \quad (3.86)$$

Onde $\sigma_{cr,cs}$ é tensão crítica de flambagem elástica para elementos de placa, dada por:

$$\sigma_{cr,cs} = \frac{k\pi^2}{t_{total}(b - 2t_s)^2} D_t \quad (3.87)$$

O parâmetro k é o coeficiente de flambagem de placas, neste caso tomado igual a 4,0 D_t é fator de correção da rigidez à flexão para uma chapa com as duas bordas perfeitamente vinculadas e t_{total} é a espessura da seção composta, calculada pela expressão:

$$t_{total} = t_s + n(t_{CPRF-lamina} + t_{a-camada}) \quad (3.88)$$

Onde n é o número de camadas de PRFC e adesivo.

O fator de correção da rigidez à flexão da chapa é calculado a partir de:

$$D_t = \frac{D_1 D_3 - D_2^2}{D_1} \quad (3.89)$$

$$D_1 = \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} t_s + \frac{E_{PRFC}}{1 - \nu_{PRFC}^2} (t_{total} - t_s) \quad (3.90)$$

$$D_2 = \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} \frac{t_s^2}{2} + \frac{E_{PRFC}}{1 - \nu_{PRFC}^2} \frac{t_{total}^2 - t_s^2}{2} \quad (3.91)$$

$$D_3 = \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} \frac{t_s^3}{3} + \frac{E_{PRFC}}{1 - \nu_{PRFC}^2} \frac{t_{total}^3 - t_s^3}{3} \quad (3.92)$$

$$E_{PRFC} = \frac{E_a t_{a-camada} + E_{PRFC-lamina} t_{PRFC-lamina}}{t_{a-camada} + t_{PRFC-lamina}} \quad (3.93)$$

Onde E_{PRFC} , $E_{PRFC-lamina}$ e E_a são os módulos de elasticidade do compósito (lâmina mais adesivo) de PRFC, da lâmina e do adesivo, respectivamente, enquanto t_{PRFC} , $t_{PRFC-lamina}$ e $t_{a-camada}$ são as espessuras do reforço, de uma lâmina de PRFC e de uma camada de adesivo, respectivamente.

É válido salientar que, neste método, o fator de redução de resistência da seção ρ_c é aplicado à toda a seção, porém, em termos de instabilidade local as partes das dobras da seção não devem ser minoradas. Neste contexto, a equação 3.79 pode assumir duas configurações diferentes, sendo que a primeira se baseia no conceito de largura livre ($b - 2t_s$) e a segunda se baseia no conceito de largura plana ($b - 2r_{ext}$), como apresentado a seguir:

1. Se o conceito de largura livre é adotado:

$$N_{s,SHS-PRFC} = 4\rho_c (b - 2t_s) t_s f_y + 4t_s^2 (1,22f_y) \quad (3.94)$$

2. Se o conceito de largura plana é adotado:

$$N_{s,SHS-PRFC} = 4\rho_c (b - 2r_{ext}) t_s f_y + \pi (r_{ext}^2 - r_{int}^2) (1,22f_y) \quad (3.95)$$

O método de reforço de pilares tubulares retangulares ou quadrados curtos, proposto por Bambach et al. (2009), possui validade apenas dentro dos intervalos apresentados a seguir:

$$50 \leq b/t \leq 120 \quad (3.96)$$

$$250 \text{ MPa} \leq f_y \leq 450 \text{ MPa} \quad (3.97)$$

$$E_f \geq 230 \text{ GPa} \quad (3.98)$$

3.3.2.2 Modelo de Shaat e Fam (2006)

A capacidade resistente da seção de pilares curtos tubulares reforçados com PRFC, sejam se seções retangulares ou quadradas, é dado pela equação a seguir:

$$N_{s,SHS-PRFC} = A_t f_y \quad (3.99)$$

No qual A_t é a área de seção transversal reforçada, equivalente a uma seção apenas de aço, calculada através da seguinte expressão:

$$A_t = A_s + \frac{E_{PRFC}}{E_s} A_{PRFC} \quad (3.100)$$

Onde A_s é a área da seção transversal do elemento calculada conforme a equação 3.80, E_{PRFC} é o módulo de elasticidade do compósito utilizado no reforço (fibra e adesivo) que pode ser obtido de acordo com a expressão 3.92 e A_{PRFC} é a área do compósito de PRFC, que pode ser calculado de diferentes maneiras em função do reforço real:

1. Caso o PRFC for aplicado nas quatro faces do pilar:

$$A_{PRFC} = 4t_{PRFC}b_{PRFC} \quad (3.101)$$

2. Caso o PRFC for aplicado em apenas duas faces do pilar:

$$A_{PRFC} = 2t_{PRFC}b_{PRFC} \quad (3.102)$$

Sendo que t_{PRFC} e b_{PRFC} são dado por:

$$t_{PRFC} = n(t_{PRFC-lamina} + t_{a-camada}) \quad (3.103)$$

$$b_{PRFC} = b - 2r_{ext} \quad (3.104)$$

O método de reforço de pilares tubulares retangulares ou quadrados curtos, proposto por Shaat e Fam (2006), possui validade apenas dentro dos intervalos apresentados a seguir:

$$14 \leq b/t \leq 28 \quad (3.105)$$

$$f_y \leq 380 \text{ MPa} \quad (3.106)$$

$$115 \text{ GPa} \leq E_f \leq 230 \text{ GPa} \quad (3.107)$$

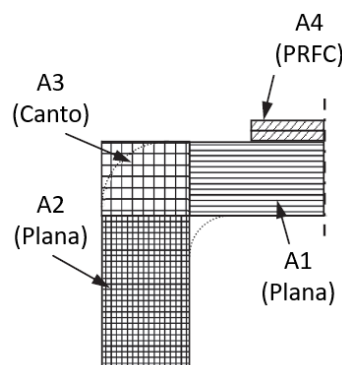
$$kL/r < 5 \quad (3.108)$$

3.3.3 Reforço de pilares longos de seções SHS e RHS com PRFC

Com o intuito de se avaliar pilares tubulares de seção retangular ou quadrada reforçados com PRFC, perante a instabilidade global, Shaat e Fam (2007) desenvolveram um modelo numérico não linear para prever o comportamento de pilares reforçados, através de curvas carga-deslocamento (axial e lateral). Este modelo leva em consideração a não linearidade física e geométrica, tensões residuais e a falha do PRFC devido à compressão. O modelo de fibra não linear consiste em um modelo discreto, calculado de forma iterativa.

A seguir, na Figura 3.8, é apresentado a discretização da seção transversal adotada. É possível a distinção de quatro elementos, denominados A1, A2, A3 e A4. Os elementos A1 e A2 se referem as parcelas planas da seção, o elemento A3 se refere ao canto da seção e os elementos A4 se referem ao PRFC.

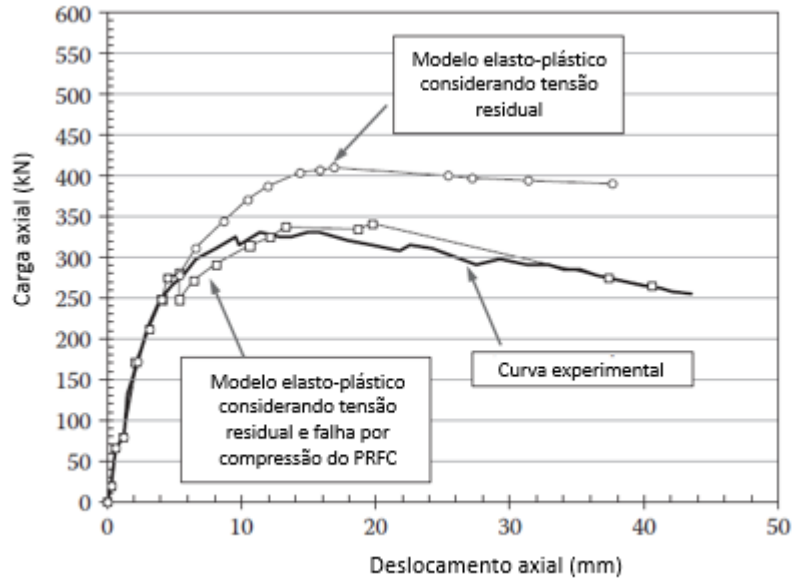
Figura 3.8 - Modelo numérico não linear desenvolvido por Shaat e Fam (2007)



Fonte: Adaptado de Zhao (2014)

Devido a simetria da seção, apenas metade da seção foi analisada, sendo os resultados expandidos a seção total. Os resultados obtidos através deste modelo foram comparados com resultados experimentais, como apresentado na Figura 3.9:

Figura 3.9 - Curvas carga-deslocamento obtidas através do modelo de fibra não linear



Fonte: Adaptado de Zhao (2014)

3.3.3.1 Modelo de Shaat e Fam (2009)

Shaat e Fam (2009), desenvolveram um modelo de dimensionamento de reforço de pilares SHS e RHS com PRFC, ao qual consiste em uma modificação do método de dimensionamento de elementos submetidos à compressão constante no código ANSI/AISC:2005.

A capacidade resistente do pilar depende da esbeltez global do elemento, dada por:

$$\lambda_t = \frac{kL}{r_t \rho_f} \quad (3.109)$$

Onde k é o fator de comprimento efetivo do pilar ao qual depende das condições de vinculação de extremidade, r_t é o raio de giração da seção transversal e ρ_f é a relação entre a área de aço e a área de PRFC, calculados pelas expressões a seguir:

$$r_t = \sqrt{\frac{I_t}{A_t}} \quad (3.110)$$

$$A_t = A_s + \frac{E_{PRFC}}{E_s} A_{PRFC} \quad (3.111)$$

$$I_t = I_s + \frac{E_{PRFC}}{E_s} I_{PRFC} \quad (3.112)$$

$$\rho_f = \frac{A_{PRFC}}{A_s} \quad (3.113)$$

Sendo, I_s a inércia da seção sem reforço e I_t a inércia da seção já considerando o reforço com PRFC.

Por comparação das deformações limites do PRFC com as deformações devido à flambagem por flexão, Shaat e Fam (2009) identificaram três possíveis modos de falha:

1. Falha do PRFC antes da ocorrência da instabilidade global;
2. Falha do PRFC simultânea a ocorrência da instabilidade global;
3. Falha do PRFC após ocorrência da instabilidade global;

A partir desta constatação, foram desenvolvidas três fórmulas empíricas que contemplam tais comportamentos:

$$\frac{\varepsilon_{PRFC,c}}{\varepsilon_{u,PRFC}} = 0,00183 \left(\frac{kL}{r_t \rho_f} \right) \text{ se } \frac{kL}{r_t \rho_f} \leq 224 \quad (3.114)$$

$$\frac{\varepsilon_{PRFC,c}}{\varepsilon_{u,PRFC}} = -0,00054 \left(\frac{kL}{r_t \rho_f} \right) + 0,53 \text{ se } 224 \leq \frac{kL}{r_t \rho_f} \leq 315 \quad (3.115)$$

$$\frac{\varepsilon_{PRFC,c}}{\varepsilon_{u,PRFC}} = -0,00146 \left(\frac{kL}{r_t \rho_f} \right) + 0,82 \text{ se } \frac{kL}{r_t \rho_f} \geq 315 \quad (3.116)$$

Onde $\varepsilon_{PRFC,c}$ se refere a deformação do PRFC atuantes e $\varepsilon_{u,PRFC}$ se refere à deformação última do PRFC.

A deformação devido a flambagem por flexão pode ser obtida através de uma das duas expressões a seguir, em função da esbeltez global do elemento. É válido salientar que, este método não considera a redução de resistência do elemento devido à instabilidade local da seção, situação imposta nos intervalos de validade do método.

$$\varepsilon_{cr} = (0,658 f_y / \sigma_e) \frac{f_y}{E_s} \text{ se } \frac{kL}{r_t} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} \quad (3.117)$$

$$\varepsilon_{cr} = \frac{0,877 \sigma_e}{E_s} \text{ se } \frac{kL}{r_t} > 4,71 \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} \quad (3.118)$$

Onde σ_e é a tensão crítica de flambagem elástica, dada por:

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E_s}{\left(\frac{kL}{r_t}\right)^2} \quad (3.119)$$

Dentro da filosofia de projeto, três casos diferentes podem ocorrer, sendo:

Caso 1: quando $\varepsilon_{PRFC,c} < \varepsilon_{cr}$;

$$N_{c,SHS-PRFC} = \text{Max}\{A_s E_s \varepsilon_{cr}, A_s E_s \varepsilon_{PRFC,c} + A_{PRFC} E_{PRFC} \varepsilon_{PRFC,c}\} \quad (3.120)$$

Caso 2: quando $\varepsilon_{PRFC,c} = \varepsilon_{cr}$;

$$N_{c,SHS-PRFC} = A_s E_s \varepsilon_{cr} + A_{PRFC} E_{PRFC} \varepsilon_{PRFC,c} \quad (3.121)$$

Caso 3: quando $\varepsilon_{PRFC,c} > \varepsilon_{cr}$;

$$N_{c,SHS-PRFC} = A_s E_s \varepsilon_{cr} + A_{PRFC} E_{PRFC} \varepsilon_{cr} \quad (3.122)$$

Onde A_s é obtido através das equação 3.80 e A_{PRFC} pode ser obtido através das equações 3.100 e 3.101, dependendo da tipologia de reforço considerada.

O método de Shaat e Fam (2009), para o reforço de pilares tubulares retangulares ou quadrados, possui validade apenas dentro dos intervalos apresentados a seguir:

$$14 \leq b/t_s \leq 28 \quad (3.123)$$

$$f_y \leq 380 \text{ MPa} \quad (3.124)$$

$$E_f \geq 230 \text{ GPa} \quad (3.125)$$

$$46 \leq kL/r \leq 93 \quad (3.126)$$

$$kL/r_t \rho_f \leq 400 \quad (3.127)$$

3.4 COMENTÁRIOS

As normas ABNT NBR 8800:2008, SA AS 4100:1998 e o CEN EN 1993-1-1:2005 estabelecem as relações limites entre o diâmetro e a espessura da seção transversal, afim de poder prever o comportamento dessas perante à instabilidade local. Considerando o módulo de elasticidade do aço igual a 200 GPa e a resistência ao escoamento igual a 300 MPa, é possível a elaboração da Tabela 3.7, ao qual apresenta as relações limites:

Tabela 3.7 - Relações diâmetro/espessura limites para seções tubulares circulares

Norma	$(d/t)_{\text{limite}}$
ABNT NBR 8800:2008	73,3
SA AS 4100:1998	82,0
CEN EN 1993-1-1:2005	70,5

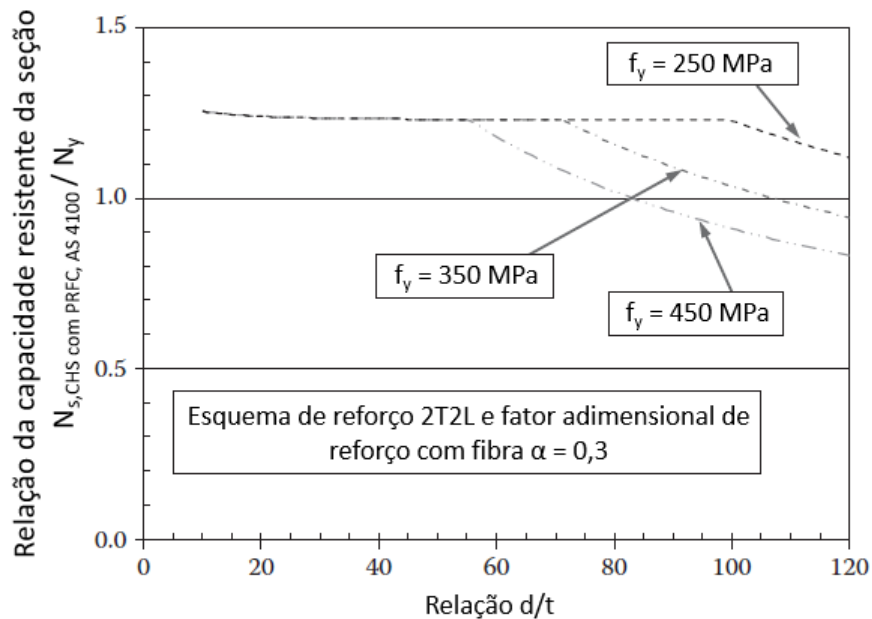
Fonte: Do próprio autor

A partir dos métodos expostos neste capítulo, referentes ao reforço de pilares tubulares de seção circular com PRFC, bem como os seus intervalos de validade, nota-se que ambos os métodos propostos por Haedir e Zhao (2011), não possuem validade para seções susceptíveis à instabilidade global. Em relação à instabilidade global destes elementos reforçados, os autores ressaltam que estes métodos se referem a pilares curtos, impondo assim, a não ocorrência de falha por instabilidade global. Portanto, estes métodos recaem sobre uma formulação ao qual possui como conceito básico, o cálculo de uma seção de aço, mecanicamente equivalente à seção reforçada com fibra.

A seguir são apresentadas duas curvas de dimensionamento de pilares tubulares circulares reforçados com PRFC, variando a tensão de escoamento do aço e mantendo constante o fator adimensional de reforço com fibra $\alpha = 0,3$, para um esquema de reforço do tipo 2T2L.

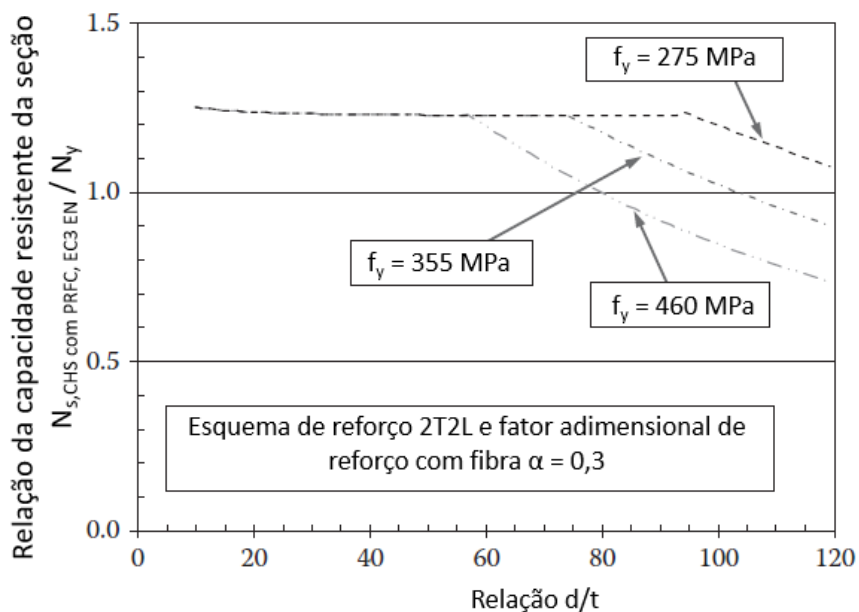
A primeira, Figura 3.10, se refere à valores obtidos através do método SA AS 4100:1998 Modificado e a segunda, Figura 3.11, através do CEN EN 1993-1-1:2005 Modificado:

Figura 3.10 - Curvas de dimensionamento de pilares tubulares reforçados com PRFC ($\alpha = 0,3$) obtidos através do método SA AS 4100:1998 Modificado



Fonte: Adaptado de Zhao (2014)

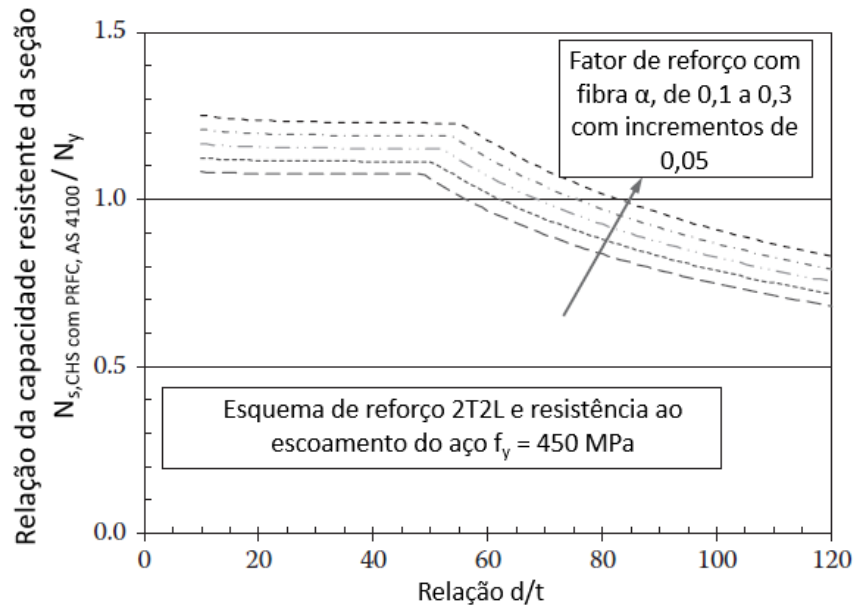
Figura 3.11 - Curvas de dimensionamento de pilares tubulares reforçados com PRFC ($\alpha = 0,3$) obtidos através do método CEN EN 1993-1-1:2005 Modificado



Fonte: Adaptado de Zhao (2014)

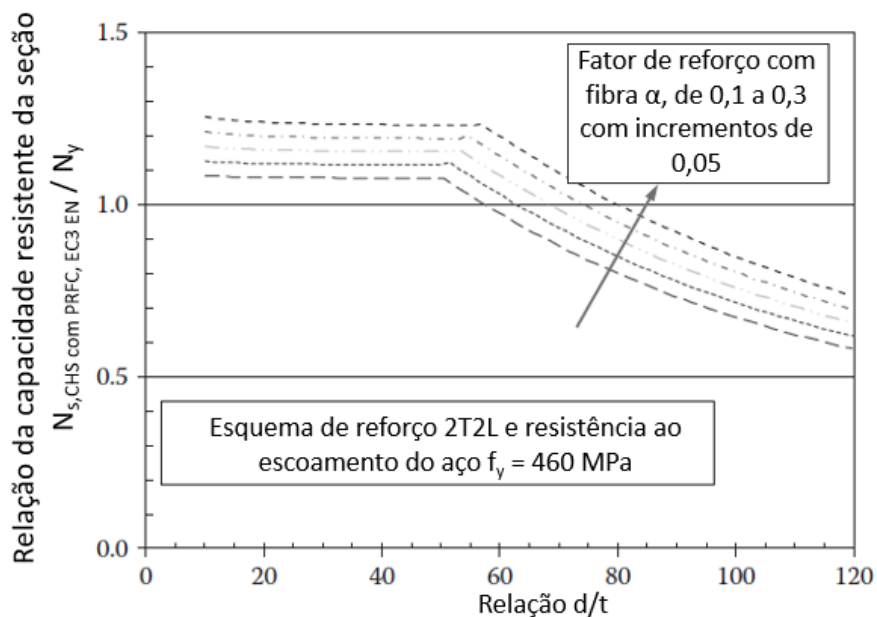
Outras duas curvas de dimensionamento foram desenvolvidas a partir dos métodos de reforço de pilares tubulares circulares, porém nestas, fixou-se a tensão de escoamento do aço e foram avaliados diferentes valores para o fator adimensional de reforço com fibra α . As curvas resultantes são mostradas na Figura 3.12 e Figura 3.13, respectivamente:

Figura 3.12 - Curvas de dimensionamento de pilares tubulares reforçados com PRFC ($f_y=450\text{MPa}$) obtidos através do método SA AS 4100:1998 Modificado



Fonte: Adaptado de Zhao (2014)

Figura 3.13 - Curvas de dimensionamento de pilares tubulares reforçados com PRFC ($f_y=460\text{MPa}$) obtidos através do método CEN EN 1993-1-1:2005 Modificado



Fonte: Adaptado de Zhao (2014)

Em se tratando de pilares tubulares de seções retangulares ou quadradas, reforçadas com PRF, apenas o método de dimensionamento proposto por Bambach et al. (2009) abrange seções com potencial à instabilidade local. Considerando o módulo de elasticidade do aço igual a 200 GPa e a resistência ao escoamento igual a 300 MPa, é possível a elaboração da Tabela 3.8, ao qual apresenta as relações limites:

Tabela 3.8 - Relações largura/espessura limites para seções tubulares retangulares ou quadradas

Norma	$(b/t)_{\text{limite}}$
ABNT NBR 8800:2008	36,1
SA AS 4100:1998	40,0
CEN EN 1993-1-1:2005	37,2

Fonte: Do próprio autor

Perante a instabilidade global, apenas o método de Shaat e Fam (2009), remete à um intervalo de esbeltez possível. Os outros dois métodos enunciados, de Bambach et al. (2009) e Shaat e Fam (2006) não abordam pilares com esbeltez significativa, visto que estes métodos se referem a apenas pilares curtos.

Dentro do exposto, se observa uma real necessidade de um aprimoramento de metodologias de dimensionamento de pilares tubulares de aço levando em consideração possíveis efeitos da instabilidade local da seção como também de instabilidade global do elemento, o que torna restrito o uso de PRF como reforço à compressão de estruturas de aço.

4 MODELOS NUMÉRICOS PARA PILARES DE AÇO TUBULARES REFORÇADOS COM PRFC

Há tempos atrás, as análises experimentais dominavam as pesquisas científicas no campo da engenharia estrutural, visto que, as análises numéricas possuíam limitações de software e principalmente hardware para processamento. Atualmente, com o avanço da capacidade de processamento dos computadores e a possibilidade de se obter resultados de maneira rápida e eficaz, com custos bem inferiores às análises experimentais, a investigação numérica utilizando o MEF⁹ vem se tornando cada vez mais comum. Nesse contexto, a presente pesquisa utiliza de análises numéricas devidamente calibradas com base em resultados experimentais, para a investigação de pilares de aço tubulares reforçados com PRFC. Na sequência, serão expostos os principais critérios e particularidades dos modelos desenvolvidos para as análises numéricas.

4.1 MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

Os principais critérios inseridos nos modelos desenvolvidos baseiam-se em pesquisas já realizadas por outros autores. Tais pesquisas, com bases numérico-experimentais apresentam resultados satisfatórios quanto ao comportamento e se tornam pontos de partida para pesquisas futuras. No caso específico desta pesquisa, dentre os principais trabalhos de referência, para o desenvolvimento dos modelos numéricos, pode-se destacar Shaat (2007) e Devi (2016).

Os modelos foram desenvolvidos através do *software* ANSYS[®], definido como um pacote de modelagem, baseado no MEF, capaz de resolver numericamente e com eficiência, uma ampla variedade de problemas envolvendo fenômenos físicos. Dentro destes problemas estão inclusos: análise estrutural estática ou dinâmica, seja ela linear ou não-linear, problemas de transferência de calor e fluidos, bem como problemas acústicos e eletromagnéticos. De forma genérica, a análise numérica realizada através do software pode ser subdividida em três etapas, sendo elas o pré-processamento, solução e pós-processamento (UNIVERSITY OF ALBERTA, 2001).

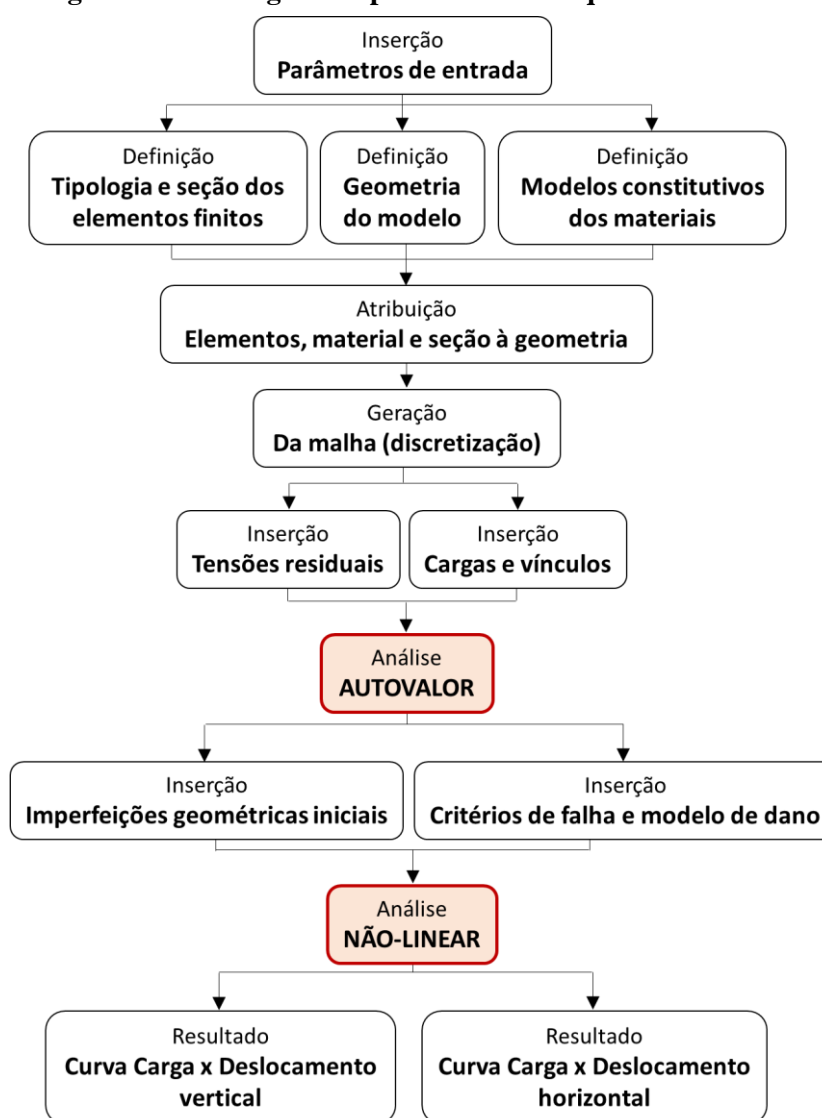
Atualmente a modelagem no ANSYS pode ser realizada de duas formas. A primeira se faz utilizando a interface gráfica do software, ao qual é denominada “Workbench”. Caracteriza-se por ser uma interface mais acessível e intuitiva. A outra maneira se dá através

⁹ MEF – Método dos Elementos Finitos

da “ Mechanical APDL¹⁰”. Por esse meio, o usuário não dispõe de uma ferramenta CAD¹¹ paramétrico como no Workbench, mas pode fornecer os parâmetros de entrada tanto por uma interface gráfica mais simplificada e mais rústica ou via linhas de comando. Os comandos podem ainda ser executados pela leitura de arquivos com instruções ou comandos APDL, denominados macros ou scripts, para o software realizar as análises. Apresenta como vantagens a resolução de problemas de maior complexidade, com mais recursos e com possibilidade de análises paramétricas de maneira mais automatizada.

Os modelos numéricos foram desenvolvidos via interface Mechanical APDL, seguindo a sequência apresentada na Figura 4.1:

Figura 4.1 - Fluxograma apresentando a sequência de análise



Fonte: Do próprio autor

¹⁰ APDL – ANSYS Parametric Design Language (ANSYS com Linguagem de Projeto Paramétrica)

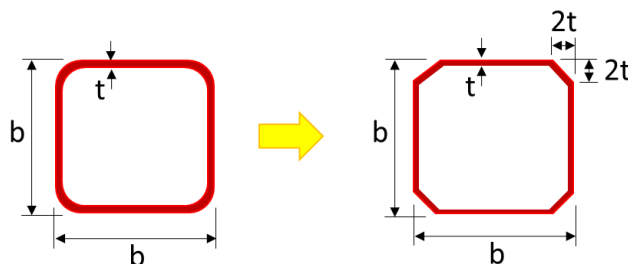
¹¹ CAD – Computer Aided Design (Desenho Assistido por Computador)

4.2 PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS

Afim de facilitar a modelagem numérica, algumas simplificações geométricas foram efetuadas, tanto para as seções SHS como também para as seções CHS.

As seções SHS, as quais possuem vértices arredondados, foram aproximadas a vértices angulosos, formando assim um octógono, como apresentado na Figura 4.2, a seguir:

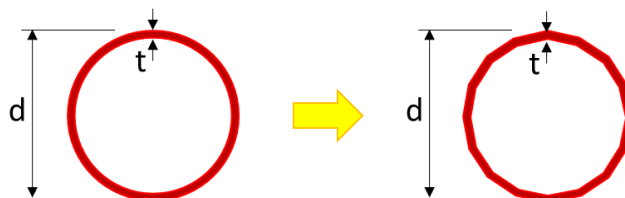
Figura 4.2 - Simplificação utilizada para a discretização da seção tubular quadrada



Fonte: Do próprio autor

As seções CHS, por sua vez, foram aproximadas a hexadecágono, ou seja, uma poligonal de 16 lados, assim como apresentado na Figura 4.3, a seguir:

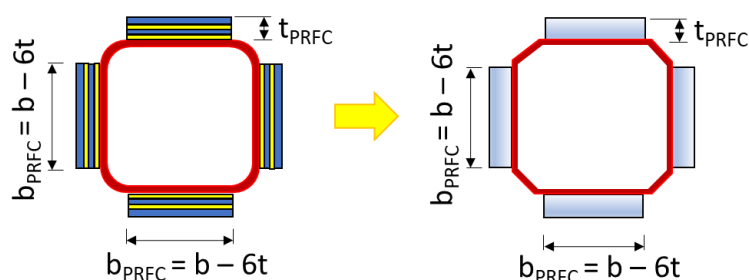
Figura 4.3 - Simplificação utilizada para a discretização da seção tubular circular



Fonte: Do próprio autor

Em relação ao reforço de PRFC, as camadas são modeladas como uma única camada de mesma equivalência mecânica que o conjunto original. Para as seções SHS, estes foram simulados como presentes nas 4 faces planas do elemento, de forma a reforçar o elemento perante à instabilidade global. O mesmo é apresentado na Figura 4.4:

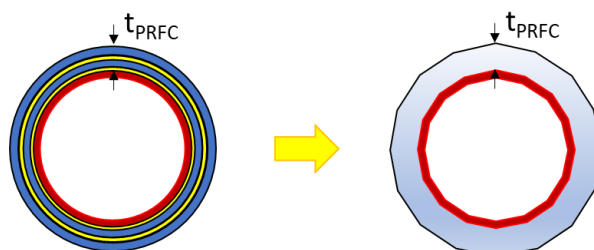
Figura 4.4 - Simplificação adotada para a modelagem do PRFC para seções SHS



Fonte: Do próprio autor

Para as seções CHS, o reforço foi considerado em todas as faces do elemento, de forma a reforçar o elemento perante à instabilidade global, visto que, esta é uma seção onde os eixos principais de inércia podem assumir qualquer condição. O mesmo é apresentado na Figura 4.5:

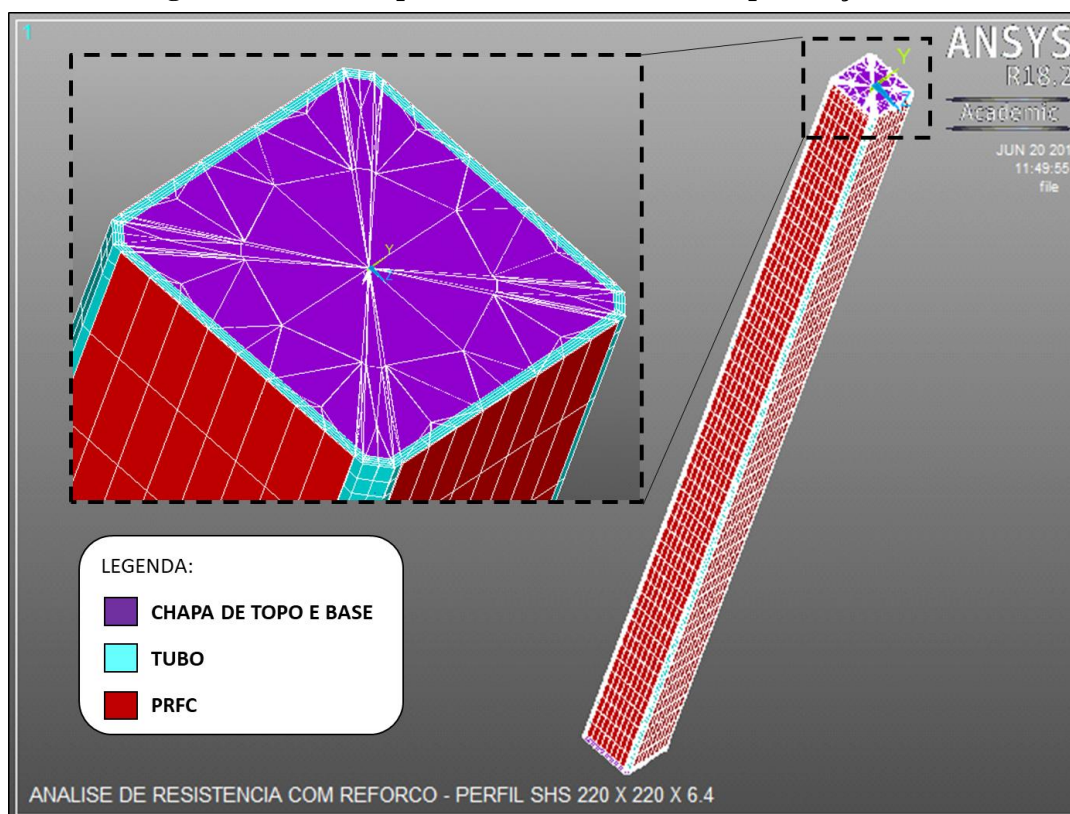
Figura 4.5 - Simplificação adotada para a modelagem do PRFC para seções CHS



Fonte: Do próprio autor

Visando eliminar problemas decorrentes de simplificações e tornar a modelagem mais próxima do modelo real, optou-se pela modelagem tridimensional dos tubos e dos reforços com elementos finitos do tipo casca. Em suas extremidades são simuladas chapas, denominadas por chapas de base e de topo, respectivamente, também com elementos do tipo casca. Estas possuem rigidez significativa, visando representar de forma real os ensaios experimentais. A Figura 4.6, ilustra o exposto:

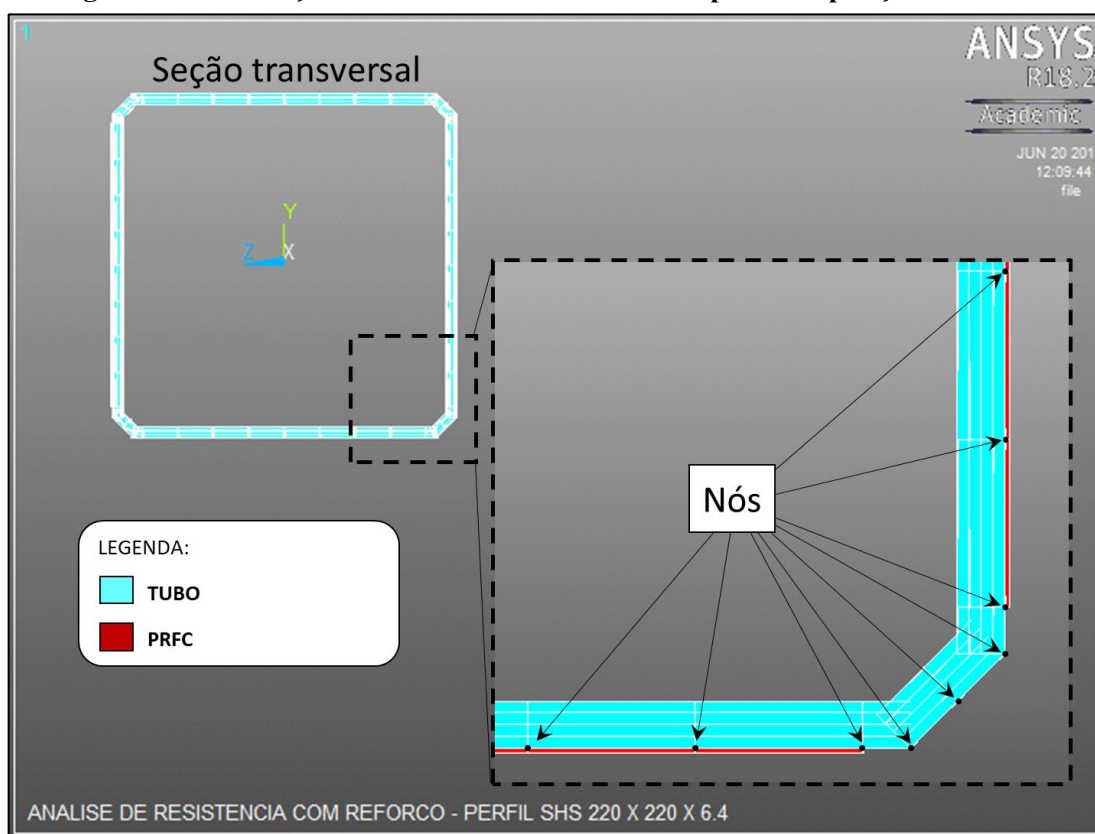
Figura 4.6 - Modelo paramétrico tridimensional para seções SHS



Fonte: Do próprio autor

Como estratégia de modelagem, foi utilizado o comando “SECOFFSET” para a localização dos nós do elemento finito na seção transversal do mesmo. Como padrão, os nós são posicionados ao longo da superfície média do elemento, no caso de elementos de casca. Para esta pesquisa estes foram transladados para uma das superfícies externas do elemento, para que os nós pudessem ser comuns tanto aos elementos que representam os tubos de aço quanto para o reforço em uma situação de interação total. Esta estratégia, é apresentada na Figura 4.7:

Figura 4.7 - Utilização do comando “SECOFFSET” para composição do modelo



Fonte: Do próprio autor

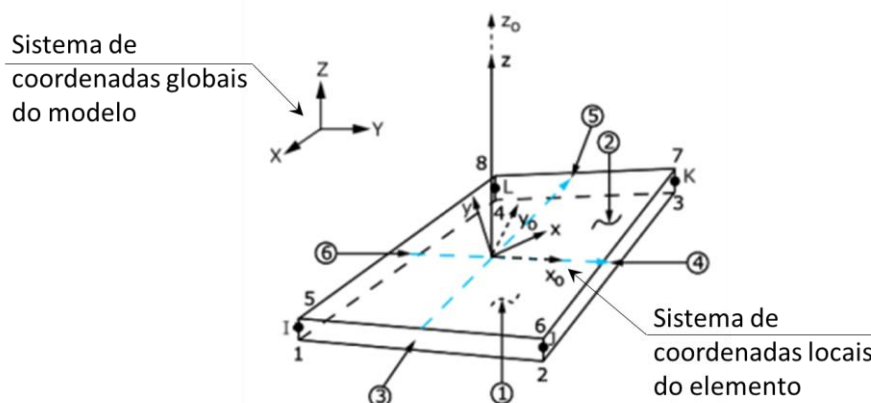
4.3 TIPO DE ELEMENTO E DENSIDADE DE MALHA

De acordo com Pereira (2013), a biblioteca do software ANSYS[®] dispõe de uma grande variedade de elementos e a escolha do elemento deve ser efetuada de acordo com as premissas relativas à geometria, materiais e características intrínsecas do elemento, buscando uma resposta coerente e satisfatória.

Nos modelos desenvolvidos, o perfil tubular, as chapas de base e de topo e o PRFC foram simulados através do elemento de área SHELL181 (Figura 4.8). O SHELL181 consiste em um elemento de casca quadrilátero composto por quatro nós, com seis graus de liberdade por nó (três translações e três rotações) e é indicado para a análise de estruturas cujas as paredes

constituintes do elemento sejam finas ou medianamente espessas. Admite análises lineares ou não-lineares com grandes deformações e rotações.

Figura 4.8 - Elemento finito bidimensional SHELL181



Fonte: Adaptado da biblioteca do ANSYS

Além do exposto, o SHELL181 permite simular também o comportamento de membrana, ou seja, os graus de liberdade de cada nó são reduzidos a apenas três (três translações), sendo este comportamento adotado para o PRFC. Outras características a serem mencionadas é a possibilidade de inserção de múltiplas camadas ao longo da sua espessura, podendo impor diferentes comportamentos e espessuras para cada camada, além de permitir a introdução de um estado inicial de tensões, que será abordado no tópico de tensões residuais.

O MEF parte do princípio básico de que a solução do problema passa a ser mais próxima do modelo real quanto maior o número de elementos que constituem o mesmo. Além disso, sabe-se que a partir de certo número de subdivisões, a solução se torna pouco mais precisa, porém, o tempo computacional gasto aumenta significativamente. Portanto, a solução ideal é aquela que mais se aproxima da solução exata e, simultaneamente, não sobrecarrega o modelo numericamente (PEREIRA, 2012).

Buscando otimizar o modelo numérico, foram efetuadas simulações para diferentes níveis de refinamento de malha.

As análises efetuadas bem como os resultados obtidos são apresentados na Tabela 4.1, apresentada a seguir:

Tabela 4.1 - Resultados comparativos da análise de refino de malha

Tipologia da seção	Esbeltez local (b/t ou d/t)	Esbeltez global (kL/r)	Situação de reforço	Número de elementos	Capacidade resistente (kN)	Erro relativo (%)
SHS	35	180	Sem reforço	24224	372,76	--
				10624	372,55	-0,06%
				3824	373,35	0,16%
			Com reforço ($\alpha = 0,3$)	28256	527,92	--
				12256	525,74	-0,41%
				4256	527,23	-0,13%
CHS	70	180	Sem reforço	22720	310,07	--
				11520	310,06	0,00%
				1920	310,09	0,00%
			Com reforço ($\alpha = 0,3$)	22720	460,66	--
				9920	460,61	-0,01%
				3520	461,69	0,22%

Fonte: Do próprio autor

A partir das análises apresentadas, nota-se uma pequena diferença relativa na capacidade resistente do elemento, portanto, a malha que possui menos elementos é suficiente para as análises em questão. Shaat (2007), efetuou três simulações preliminares com diferentes refinamentos de malha, para avaliar o comportamento de pilares tubulares de aço submetidos à compressão, variando de 1050 para a situação com o menor número de elementos a 4730 para a situação com o maior número e obteve resultados praticamente idênticos, porém um tempo de processamento muito maior para a condição de maior refino.

4.4 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

De acordo com Pereira (2012), em uma análise numérica refinada, particularidades do comportamento dos materiais devem ser consideradas e então englobadas no conceito de não linearidade de material, quando existirem. A então chamada não linearidade de material, procura levar em consideração o comportamento que certo material pode apresentar além do regime elástico linear idealizado, podendo acarretar em deformações permanentes.

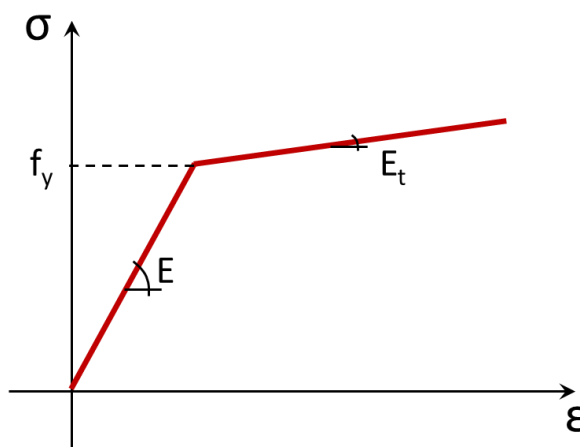
Na sequência, serão expostos os modelos constitutivos adotados para cada tipo de material utilizado nas análises.

4.4.1 Aço dos perfis tubulares

O comportamento do aço dos perfis tubulares, sejam SHS ou CHS, foi idealizado como elastoplástico perfeito por meio de diagrama bilinear, com o segundo trecho com pequena

inclinação apenas para evitar problemas de convergência. Um diagrama bilinear descreve o modelo constitutivo do material com base no módulo de elasticidade longitudinal (E), a tensão de escoamento do aço (f_y) e um módulo plástico (E_t). Este diagrama pode ser observado na Figura 4.9.

Figura 4.9 - Modelo bilinear com patamar de endurecimento utilizado para o aço dos perfis tubulares



Fonte: Do próprio autor

A critério de análise, o módulo de elasticidade do regime plástico (E_t), foi considerado como sendo 0,5 por cento do módulo de elasticidade (E), de forma análoga ao efetuado por Shaat (2007).

4.4.2 Aço das chapas de extremidade

As chapas de topo e de base foram simuladas considerando que o aço possua comportamento elástico linear. Para minimizar a interferência destas chapas no comportamento dos perfis, o seu módulo de elasticidade foi considerado mil vezes maior do que o do aço dos perfis.

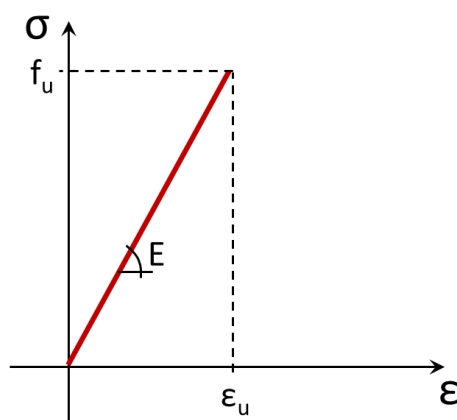
4.4.3 Polímero reforçado com fibra de carbono – PRFC

Os polímeros reforçados com fibra de carbono possuem comportamento elástico linear até a ruptura, sendo a ruptura caracterizada como frágil.

O modelo reológico para o PRFC foi considerado como elástico linear e a falha foi acoplada através de um modelo de dano, o qual será explanado no item 4.9. Como parâmetros básicos para o modelo constitutivo do PRFC tem-se o módulo de elasticidade (E), a tensão de ruptura (f_u) e a deformação última de ruptura (ϵ_u).

A Figura 4.10, apresentada a seguir, expõe o mencionado acima:

Figura 4.10 - Modelo elástico linear utilizado para o PRFC



Fonte: Do próprio autor

4.5 ESTRATÉGIA DE MODELAGEM DA INTERFACE AÇO-PRFC

Como estratégia de modelagem, para o comportamento na interface aço e PRFC, não se considerou a falha devido ao descolamento da fibra, ou seja, a interação entre o PRFC e o aço é plena. Este fato foi possível através do acoplamento dos nós, ao longo dos elementos do tubo e do PRFC, tornando compatível os seus deslocamentos.

4.6 VÍNCULOS DE EXTREMIDADE E CARREGAMENTOS

Nos modelos numéricos, os pilares foram considerados como bi apoiados ideais. Para tanto, o nó central da chapa de base teve as translações ao longo dos eixos x , y e z restringidas e o nó central da chapa de topo as translações em y e z , visto que, o eixo longitudinal do elemento é o x .

Para a não ocorrência de uma inconsistência numérica e possibilidade de resolução do sistema, o nó central da chapa de base, teve a sua rotação em torno do eixo x restrita.

Para evidenciar o modo de falha por instabilidade global em torno do eixo z , sendo está uma premissa necessária para a parametrização do modelo, o nó central da chapa de base teve a rotação em torno do eixo y também restrita.

Os carregamentos foram aplicados no nó central da chapa de topo e se subdividiram em duas etapas. A primeira etapa consistiu na aplicação de uma carga unitária, utilizada para o cálculo do primeiro modo de instabilidade do elemento, através de uma análise de autovalor. O segundo carregamento, consistiu em aplicar um deslocamento prescrito, subdividido em partes,

denominados “substeps”, também no nó central da chapa de topo. Então, efetuou-se uma análise não linear de convergência de todos os “substeps” ao qual gerou os resultados.

4.7 IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS INICIAIS

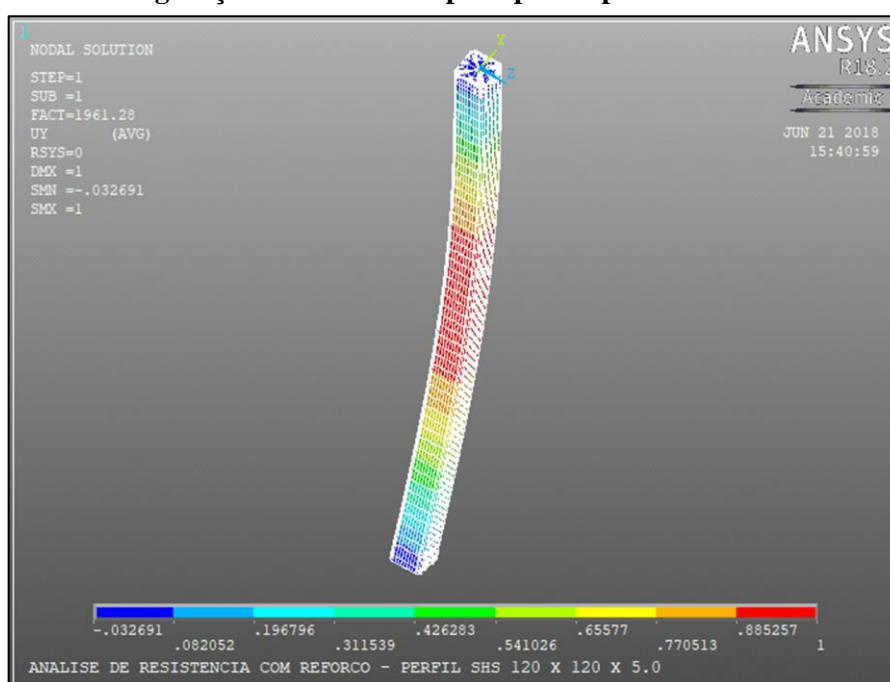
Em 1807, Young propôs que as imperfeições iniciais globais do eixo de barras, tivessem geometria semelhante a uma senóide. Obviamente que, esta proposição é um modo aproximado, mas muito bem aceito na prática. Esta aproximação de Young foi tão importante para se prever as imperfeições que a mesma foi utilizada como base para as curvas de resistência americanas e europeias (CHODRAIU, 2006).

As imperfeições geométricas iniciais foram consideradas partindo-se da configuração deformada da estrutura em função do primeiro modo de instabilidade, definido através da análise de autovalor. No ANSYS[®], este fato é possível através do comando “UPGEOM”. Este comando, introduz na configuração indeformada do elemento deslocamentos pré-definidos em análise prévia, sendo estes multiplicados por um fator de escala.

Portanto, para a introdução correta das imperfeições globais, conforme citado por Young, é imprescindível o conhecimento do primeiro modo de instabilidade do elemento.

A Figura 4.11, apresenta o primeiro modo de instabilidade para um pilar de seção SHS, após análise de autovalor e antes de ser introduzida a imperfeição geométrica inicial:

Figura 4.11 - Configuração deformada do pilar para o primeiro modo de instabilidade



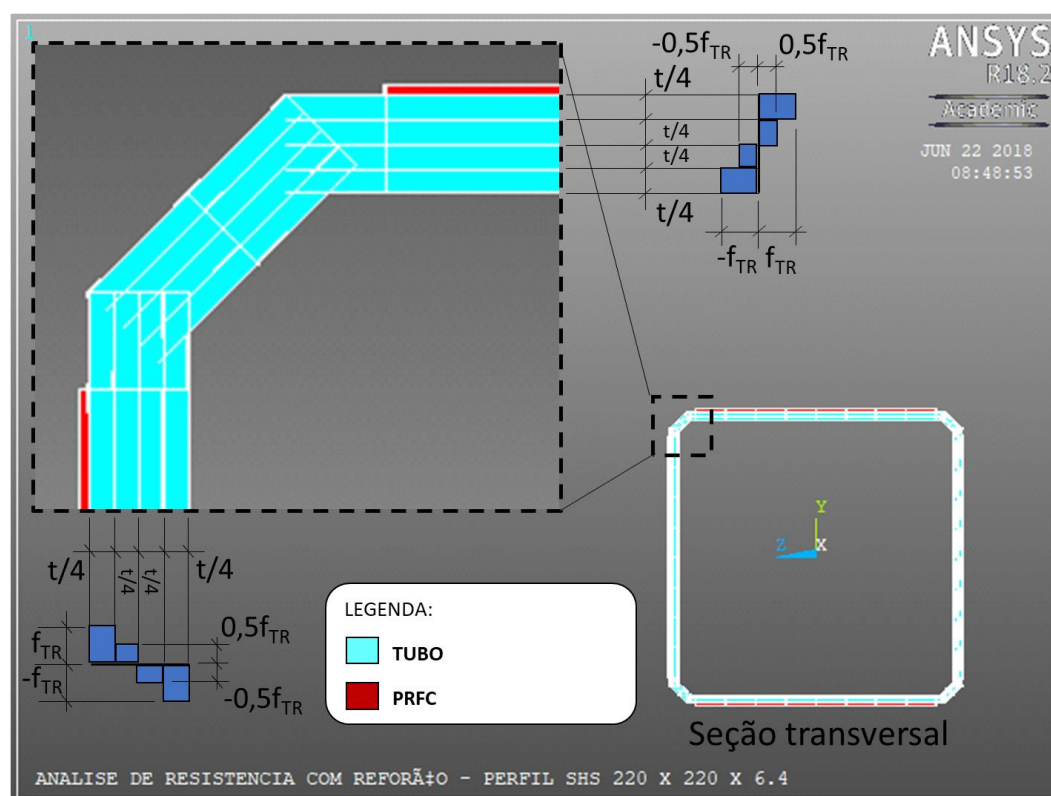
Fonte: Do próprio autor

Esta mesma metodologia foi adotada por Shaat (2007), para a aferição do seu programa experimental via métodos numéricos. Outros autores, como Devi (2016), inseriram as imperfeições construindo a geometria do modelo já levando em consideração a imperfeição inicial.

4.8 TENSÕES RESIDUAIS

No modelo, as tensões residuais foram inseridas como sendo um estado inicial de tensões, auto equilibrado. Para tanto, as chapas constituintes dos perfis tubulares foram subdivididas em quatro camadas ao longo da sua espessura. Nas camadas externas, foram inseridas as maiores intensidades das tensões residuais, sendo, na camada externa uma tensão de tração e na interna de compressão. Nas duas camadas internas, foram inseridas tensões com 50% da intensidade máxima, seguindo a mesma lógica das camadas externas. A Figura 4.12, ilustra a distribuição de tensões residuais descrita:

Figura 4.12 - Inserção de tensões residuais no perfis tubulares



Fonte: Do próprio autor

Essa maneira simplificada de se introduzir as tensões residuais ao modelo também foi utilizada por Shaat (2007), que ainda afirma que as tensões residuais podem acarretar em um

pequeno ganho ou perda de resistência para elementos medianamente esbeltos e esbeltos, da ordem de 2 a 6%.

4.9 CRITÉRIO DE FALHA E MODELO DE DANO

Experimentalmente, para pilares reforçados com PRFC, ocorre um complexo modo de falha, o qual envolve um descolamento localizado associado a instabilidade local e esmagamento da fibra, imediatamente após a ocorrência de flambagem global. Quando o perfil tubular possibilita um grande comprimento de ancoragem do PRFC, ou seja, para elementos longos, a falha ocorre essencialmente por esmagamento do PRFC (SHAAT, 2007).

Shaath (2007), em sua campanha experimental, mediu as deformações do PRFC ao longo dos seus experimentos e afirma que, para elementos relativamente curtos, a deformação última à compressão do PRFC se mostra inferior à de elementos longos e conclui que as deformações últimas aumentam com o aumento da esbeltez do elemento. A partir deste comportamento, foi desenvolvido uma expressão bi linear, que configura a deformação última de compressão do PRFC (ϵ_{uc}), que se mostra uma função do índice de esbeltez do elemento e correlata à deformação última de tração (ϵ_{ut}), medida experimentalmente. A regra desenvolvida e acoplada ao modelo é expressa pelas equações a seguir:

$$\left(\frac{\epsilon_{uc}}{\epsilon_{ut}}\right) = 7.8 \times 10^{-3} \frac{kL}{r} \quad \text{para} \quad \frac{kL}{r} \leq 76 \quad (4.1)$$

$$\left(\frac{\epsilon_{uc}}{\epsilon_{ut}}\right) = 0.59 \quad \text{para} \quad \frac{kL}{r} > 76 \quad (4.2)$$

Esta lógica foi inserida no modelo numérico, sendo definida como o critério de falha. Os elementos simulados podem ou não atingir a falha. Quando atingido o critério de falha, é então disparado o modelo de dano, sendo definido como uma redução da rigidez dos elementos de reforço.

4.10 CRITÉRIOS DE ANÁLISE E CONVERGÊNCIA

A estratégia de solução utiliza o método de “comprimento de arco”. Em casos lineares simples, a análise de autovalores é suficiente, porém em situações em que existe a necessidade de se considerar a não linearidade geométrica e de material, instabilidade e grandes deformações, a análise de convergência iterativa pelo método do comprimento de arco se mostra eficiente (DEVI, 2016).

Crisfield (1991), cita algumas condicionantes do método:

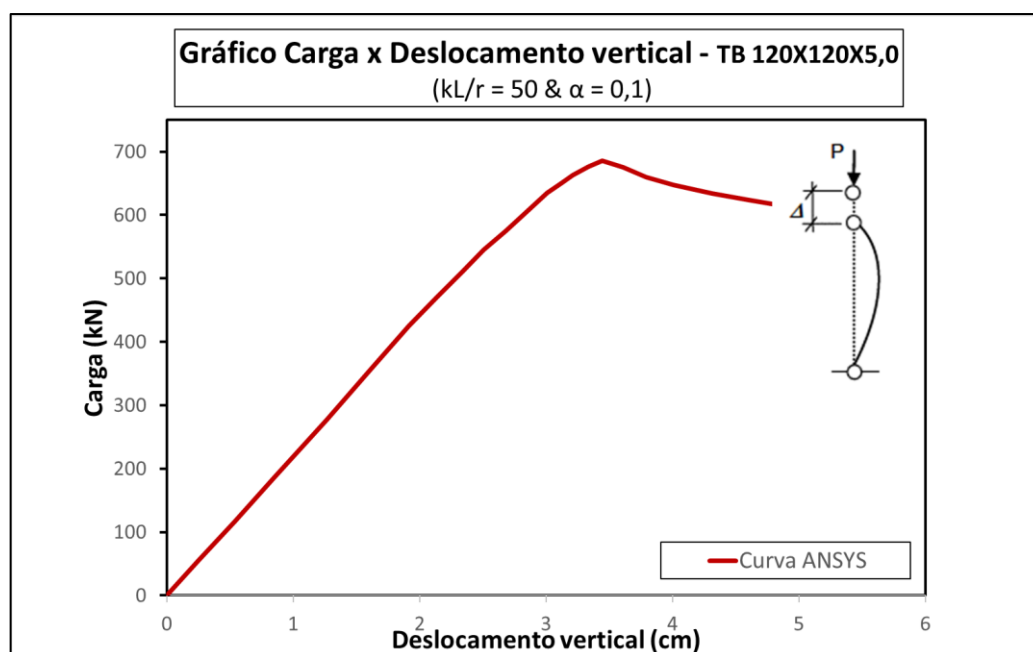
- Geralmente é utilizado para prever o colapso por instabilidade, levando em consideração a não linearidade geométrica;
- Pode ser incluída a não linearidade de material;
- Pode ser utilizado para acelerar a convergência de problemas mal condicionados;

Como padrão, o ANSYS® utiliza o método Newton-Raphson para efetuar análises não lineares. No caso específico, os modelos foram analisados efetuando-se acréscimo de deslocamentos ao invés de força, sendo a aplicação do deslocamento total subdividida em etapas (substeps), junto com o método do comprimento de arco, afim de se tentar descrever com maior precisão o ramo pós pico da curva carga x deslocamento.

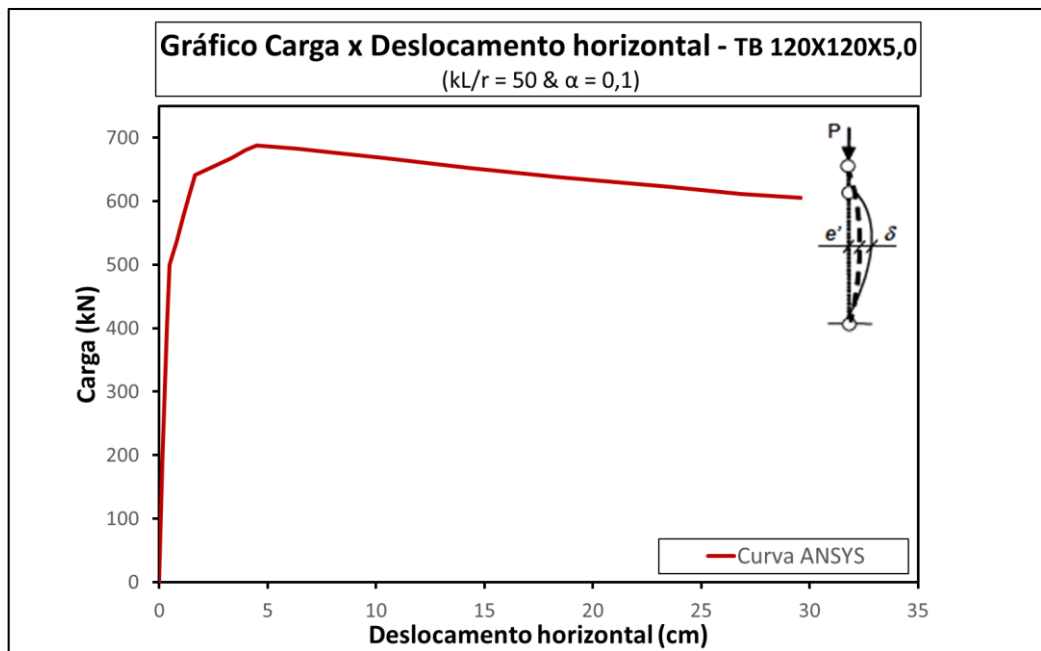
4.11 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Ao término das análises, os resultados são apresentados na forma de gráficos. Dois gráficos são gerados. O primeiro se refere a *curva carga x deslocamento vertical* e o segundo a *curva carga x deslocamento horizontal*. A seguir, nas Figura 4.13 e Figura 4.14 são apresentados exemplos ilustrativos dos resultados obtidos:

Figura 4.13 – Exemplo: gráfico carga x deslocamento vertical



Fonte: Do próprio autor

Figura 4.14 – Exemplo: gráfico carga x deslocamento horizontal

Fonte: Do próprio autor

5 VALIDAÇÃO DA ESTRATÉGIA NUMÉRICA PARA OS MODELOS DESENVOLVIDOS

Afim de validar os resultados obtidos, inicialmente são elaborados modelos numéricos sem reforço e os resultados são comparados a resultados experimentais obtidos a partir de trabalhos de outros pesquisadores. Para a realização da análise paramétrica, os modelos são calibrados a partir de resultados obtidos através das metodologias de dimensionamento à compressão das normas ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 16239:2013.

Para o caso de elementos reforçados com PRFC, devido à ausência de norma específica, os resultados obtidos são comparados a resultados experimentais apenas. Para as seções tubulares SHS, os resultados são comparados aos obtidos pela campanha experimental de Shaat (2007), enquanto que, para seções CHS, serão comparados aos resultados obtidos por Gao, Balendra e Koh (2013).

Tanto para a validação dos modelos de seções SHS como CHS, foi introduzido o critério de falha, conforme descrito no item 4.9, sendo que, a partir da sua ocorrência, os PRF sofrem uma perda das suas propriedades mecânicas (rigidez). Nas situações com reforço, diferentes fatores de dano foram testados, sendo este definido como um fator redutor da rigidez do elemento. Caso o fator seja imposto igual a 0, não ocorre nenhuma redução e caso seja igual a 1 a redução é total. Valores intermediários entre 0 e 1, reduzem proporcionalmente a rigidez. Dessa forma, são apresentados resultados obtidos através de vários fatores, afim de facilitar a definição do fator que venha melhor se ajustar aos resultados experimentais.

5.1 COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICOS E EXPERIMENTAIS DE SEÇÕES SHS

Para a validação dos modelos numéricos das seções SHS, reforçadas ou não, fez-se uso dos resultados obtidos através da pesquisa de Shaat (2007). Esta pesquisa pode ser subdividida em duas partes, sendo a primeira inerente ao comportamento de pilares tubulares quadrados reforçados com PRFC e também PRFV submetidos à compressão e a segunda parte se refere ao estudo de vigas mistas de aço-concreto, sendo a parcela em aço um perfil de seção I, reforçados com PRFC.

Dentro da pesquisa do comportamento à compressão das seções SHS, foram ensaiados cinquenta pilares, com comprimento variando de 175 a 2380 mm, implicando em índices de esbeltez de 4 a 93, com o intuito de se avaliar a influência de parâmetros como o número de camadas e tipologia do PRFC, orientação da fibra e esbeltez no comportamento do elemento.

Shaath (2007), menciona que o reforço com as fibras dispostas transversalmente ao eixo longitudinal do elemento, se mostrou mais eficiente para o combate à instabilidade local em elementos curtos, enquanto que, para elementos longos, a disposição das fibras no sentido longitudinal se mostra mais eficiente. Através de sua pesquisa foram obtidos acréscimos máximos na capacidade resistente do elemento de 18 a 71%, para pilares curtos e longos, respectivamente.

Um resumo da campanha experimental, efetuada para avaliar o comportamento de pilares reforçados com PRFC e PRFV é apresentado na Tabela 5.1:

Tabela 5.1 - Resumo da campanha experimental de Shaath (2007)

Tipologia de pilar	Grupo	Conjunto	Número de elementos ensaiados	Propriedades da seção SHS	Comprimento - L (mm)	kl/r	Número de faces reforçadas	Configuração e tipo do PRF						Proporção de reforço $\rho = A_f/A_s * 100$		
								PRFV (camada base)				PRFC				
								Tipo	Número de camadas	Largura	Orientação da fibra	Tipo	Número de camadas		Largura	Orientação da fibra
Longos	A	1	3	SHS1 (44X44X3,2)	762	46	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
		2	3		762	46	2	--	--	--	C5	2	25, 16	L	23	
		3	3		1150	70	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		4	3		1150	70	2	--	--	--	C5	2	25, 16	L	23	
		5	3		1528	93	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		6	3		1528	93	2	--	--	--	C5	2	25, 16	L	23	
	B	7	1	SHS2 (89X89X3,2)	2380	68	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
		8	1		2380	68	2	G	1	75	L	C3	1	75	L	9
		9	1		2380	68	2	G	1	75	L	C3	3	75	L	25
		10	1		2380	68	2	G	1	75	L	C3	5	75	L	43
		11	1		2380	68	4	G	1	75	L	C3	3	75	L	54
Curtos	C	12	3	SHS2 (89X89X3,2)	175	4	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
		13	3		175	4	4	G	1	sc	T	C1	1	sc	T	--
		14	3		175	4	4	G	1	sc	T	C1	2	sc	T	--
		15	3		175	4	4	G	1	sc	T	C1	1	sc	L	--
		16	3		175	4	4	G	1	sc	T	C1	2	sc	L, T	--
		17	3		175	4	4	G	1	sc	T	C3	1	sc	T	--
		18	3		175	4	4	G	1	sc	T	C3	2	sc	T	--
		19	3		175	4	4	G	1	sc	T	C3	1	sc	L	--
		20	3		175	4	4	G	1	sc	T	C3	2	sc	L, T	--

Fonte: Adaptado de Shaath (2007)

Nessa tabela, para a orientação da fibra L se refere ao sentido longitudinal, T ao sentido transversal e em relação a largura sc significa que o reforço é em torno de todo o perímetro da seção, utilizado basicamente para o reforço de elementos curtos.

As propriedades mecânicas e geométricas, das tipologias dos PRF apresentadas acima, designadas por G para o PRFV e C1, C3 e C5 para o PRFC, são apresentadas na Tabela 5.2, onde N/A se refere a situações em que não foi possível aferir o parâmetro:

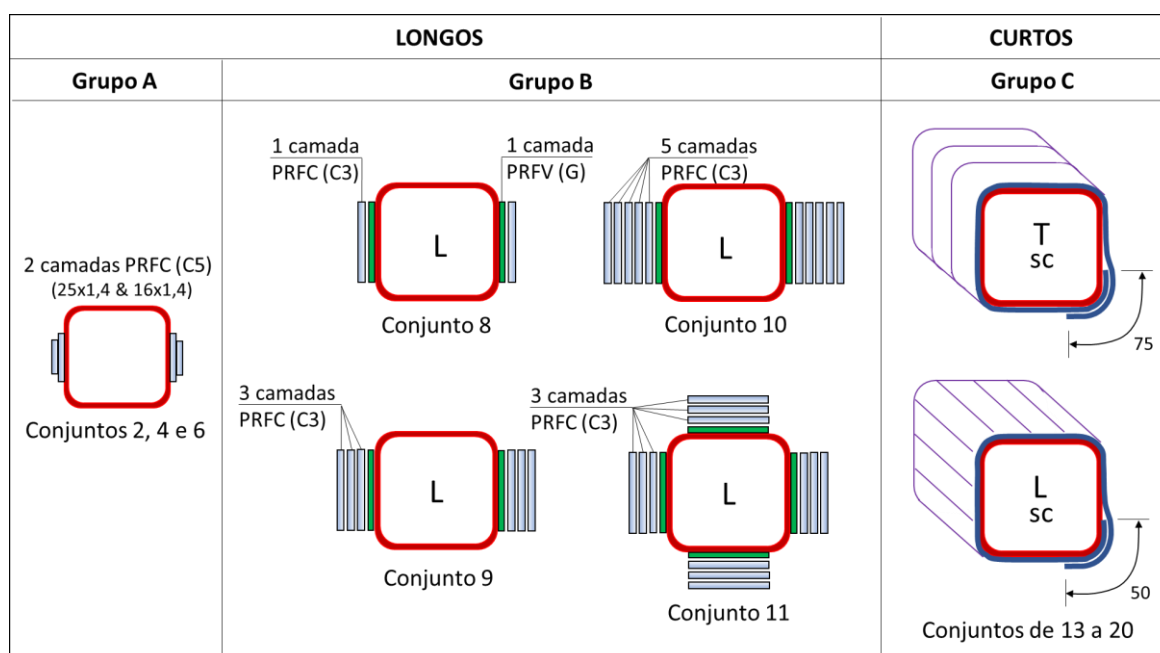
Tabela 5.2 - Propriedades mecânicas e geométricas dos PRF

PRF	Índice do ensaio	Largura - b (mm)	Número de camadas	Espessura - t (mm)	Módulo de Elasticidade - E (Gpa)	Tensão última - f_u (MPa)	Deformação última - ϵ_u (‰)
PRFV (G)	1	19,00	2	3,11	18,3	381	20,8
	2	19,20		3,05	18,1	341	18,8
	3	19,40		2,98	16,5	N/A	N/A
	4	19,50		2,95	N/A	268	N/A
	5	19,25		2,90	17,4	352	20,2
	Média	19,27	--	3,00	17,6	336	20,0
	Desvio	0,19	--	0,08	0,8	48	1,0
PRFC1 (C1)	1	19,43	1	1,17	111,3	1235	11,1
	2	19,20		1,20	102,8	1062	10,3
	3	19,34		1,19	117,0	1201	10,3
	4	19,20		1,19	N/A	1029	N/A
	5	19,14		1,20	127,9	N/A	N/A
	Média	19,26	--	1,19	114,8	1132	10,6
	Desvio	0,12	--	0,01	10,5	101	0,5
PRFC3 (C3)	1	19,40	2	1,02	222,3	564	2,5
	2	19,40		1,03	212,1	N/A	N/A
	3	19,43		1,15	202,3	509	2,5
	4	19,36		1,11	298,5	492	1,7
	5	19,40		1,09	218,0	473	2,2
	Média	19,40	--	1,08	230,6	510	2,2
	Desvio	0,02	--	0,05	38,6	39	0,4
PRFC5 (C5)	1	16,51	2	2,98	325,9	1456	4,5
	2	16,41		2,95	305,2	1397	4,6
	3	16,37		3,09	308,2	1572	5,1
	Média	16,43	--	3,01	313,1	1475	4,7
	Desvio	0,07	--	0,07	11,2	89	0,3

Fonte: Adaptado de Shaat (2007)

As configurações da disposição do reforço na seção são apresentadas na Figura 5.1:

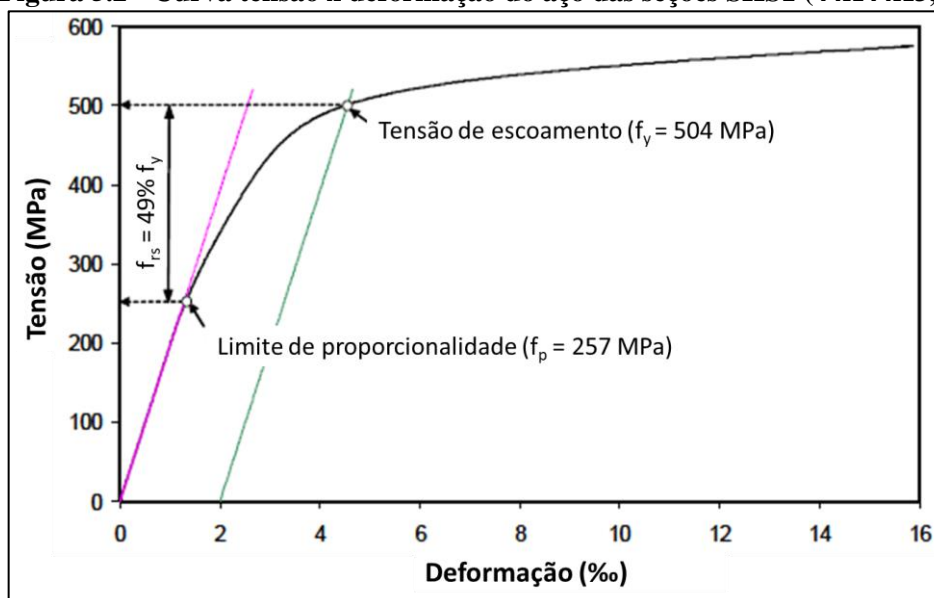
Figura 5.1 - Configurações de reforço das seções



Fonte: Adaptado de Shaat (2007)

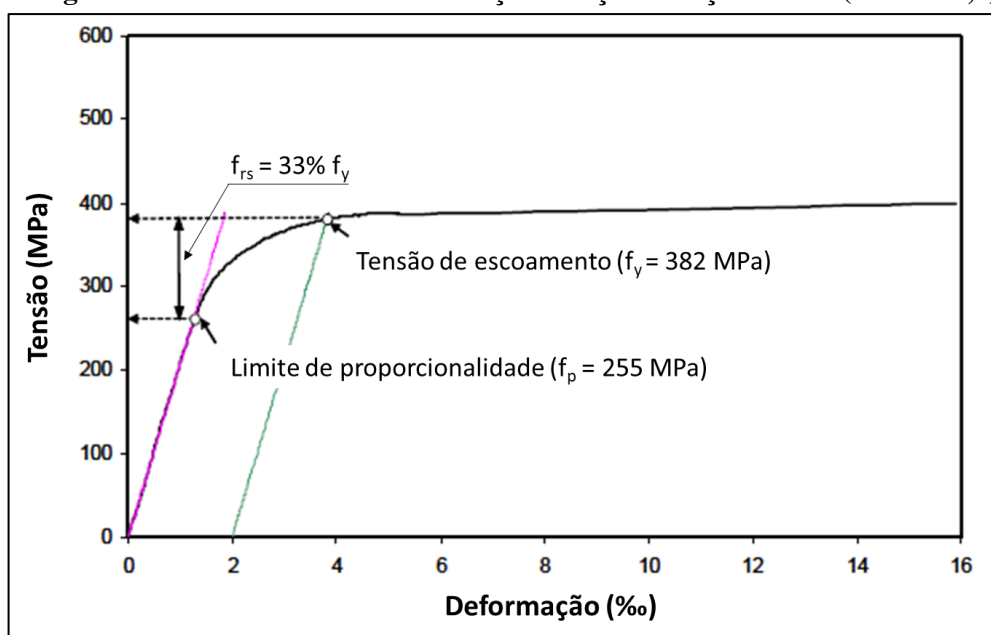
Os perfis foram produzidos de acordo com a norma canadense CAN/CSA S136-94, classe C (formados à frio sem alívio de tensões residuais). As propriedades do aço foram aferidas através de ensaios padronizados. A partir destes, foram obtidas as curvas tensão deformação dos aços das seções SHS1 e SHS2, apresentadas nas Figura 5.2 e Figura 5.3, respectivamente:

Figura 5.2 - Curva tensão x deformação do aço das seções SHS1 (44X44X3,2)



Fonte: Adaptado de Shaat (2007)

Figura 5.3 - Curva tensão x deformação do aço das seções SHS2 (89X89X3,2)



Fonte: Adaptado de Shaat (2007)

Shaat (2007) estimou a intensidade das tensões residuais (f_{rs}) como sendo a diferença entre a tensão de escoamento e o limite de proporcionalidade. Desta forma, as seções SHS1 apresentaram tensões residuais com intensidade equivalente a 49% da tensão de escoamento e as seções SHS2 de 33%.

Como adesivos, foram utilizadas duas tipologias, o Tyfo S, de matriz epóxi, para os grupos B e C e o Sikadur-30 para o grupo A, também de matriz epóxi.

Para os elementos reforçados, antes da colagem do PRF, os mesmos passaram por um processo de preparação da superfície, através de jateamento de areia, afim de eliminar pequenas imperfeições, óxidos e detritos, visando melhorar a aderência entre o aço e o adesivo. A Figura 5.4, ilustra o processo:

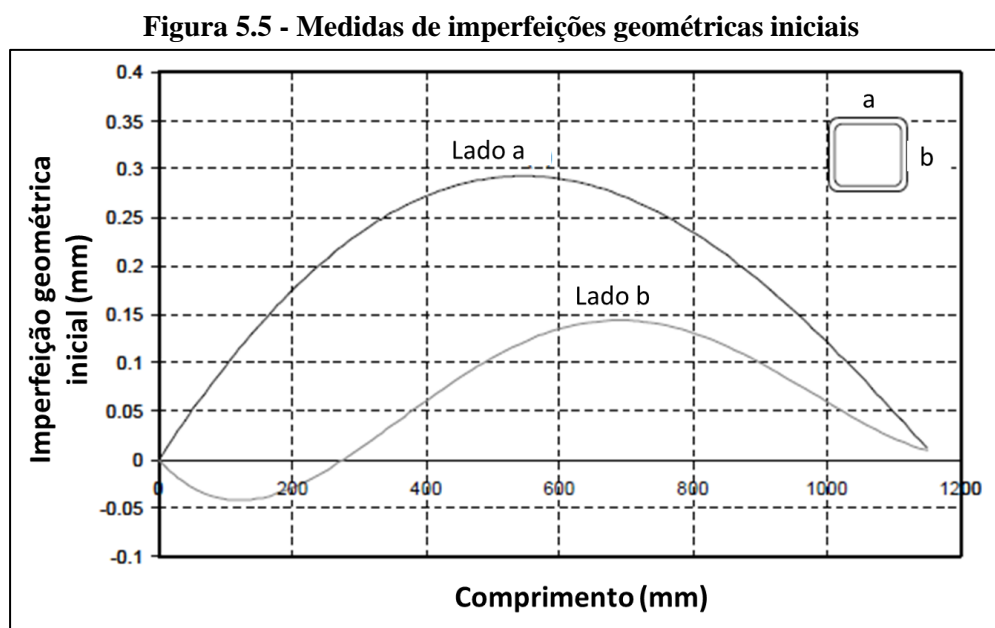
Figura 5.4 - Preparação da superfície para a colagem do PRF



Fonte: Adaptado de Shaat (2007)

Para os elementos longos, dos grupos A e B, as imperfeições geométricas iniciais foram medidas através de um sensor a laser do tipo ILD1400. Através deste, foram mensuradas as imperfeições dos elementos ao longo do seu comprimento, em duas faces perpendiculares, denominadas faces a e b.

A Figura 5.5, apresenta as imperfeições geométricas iniciais de um exemplar do conjunto 4, do grupo A:



Fonte: Adaptado de Shaat (2007)

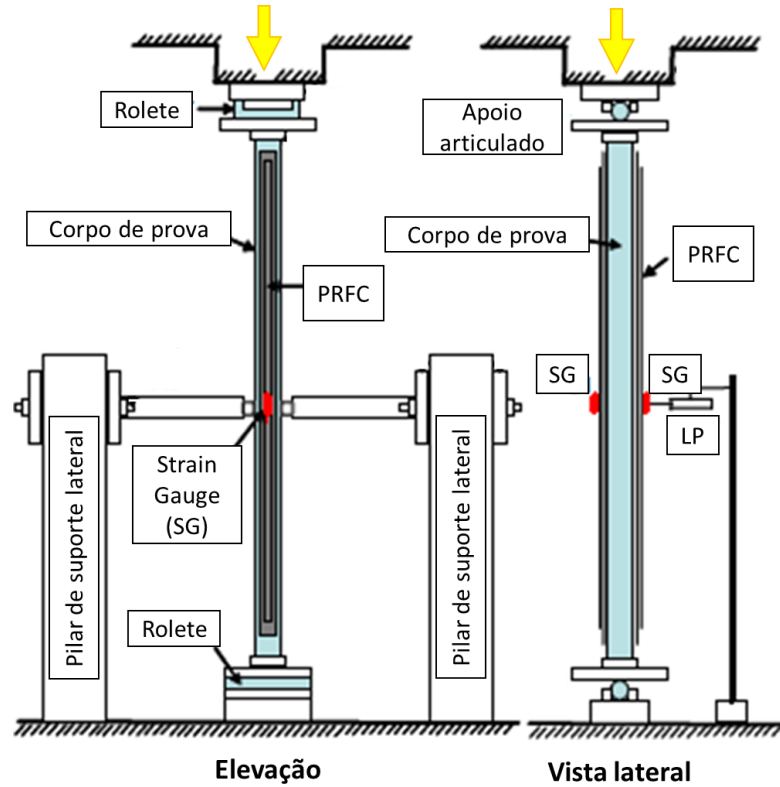
Todos os pilares foram ensaiados sob compressão centrada. Afim de forçar a ocorrência da instabilidade no plano de reforço, no caso dos grupos A e B, os pilares foram travados em uma direção. Para a simulação de apoios rotulados nas extremidades, foram utilizados roletes.

Afim de prever o comportamento dos elementos, foram utilizados LVDT's¹² para medir de deslocamentos verticais e laterais e para a medição de deformações longitudinais na seção média do elemento, foram utilizados *strain gauges* de resistência elétrica, fixados diretamente nos dois lados opostos dos corpos de prova.

¹² LVDT – Linear Variable Differential Transformer (Transformador Diferencial Variável Linear)

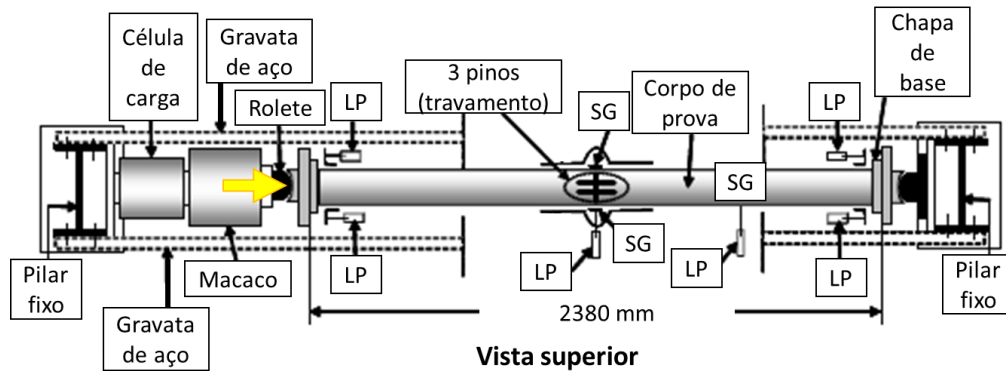
A seguir, a Figura 5.6, a Figura 5.7 e a Figura 5.8 apresentam os esquemas de ensaios utilizados para os grupos A, B e C respectivamente:

Figura 5.6 - Esquema de ensaio dos elementos do grupo A



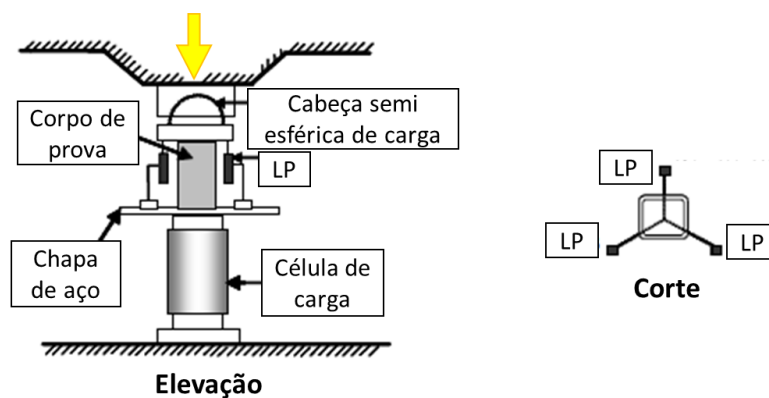
Fonte: Adaptado de Shaat (2007)

Figura 5.7 - Esquema de ensaio dos elementos do grupo B



Fonte: Adaptado de Shaat (2007)

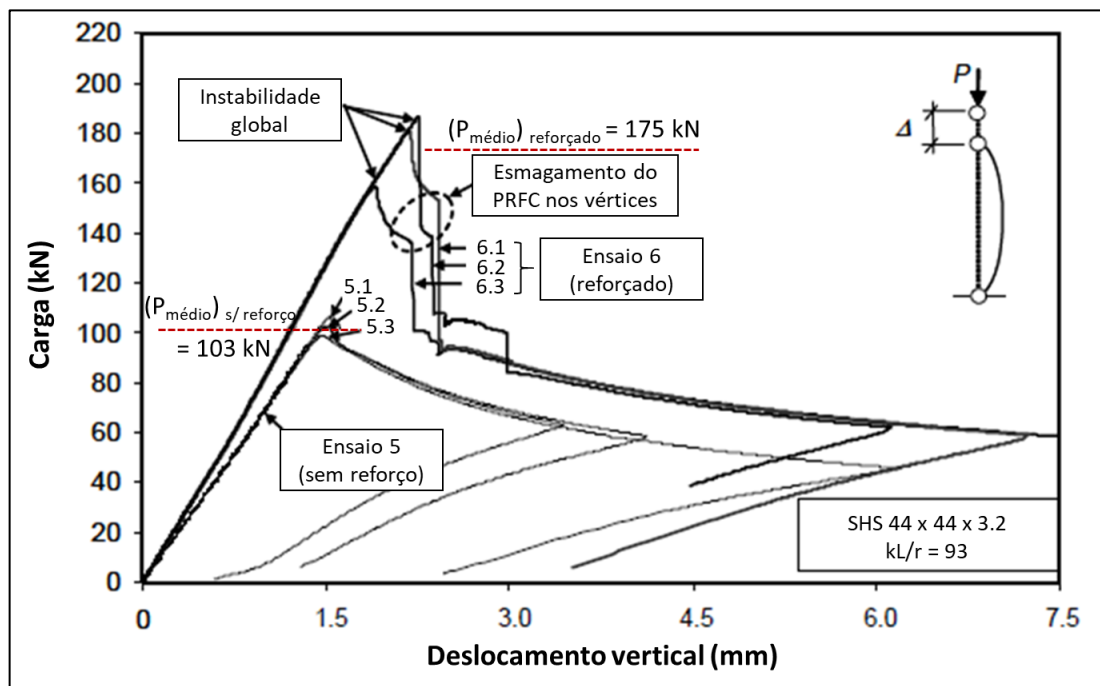
Figura 5.8 - Esquema de ensaio dos elementos do grupo C



Fonte: Adaptado de Shaat (2007)

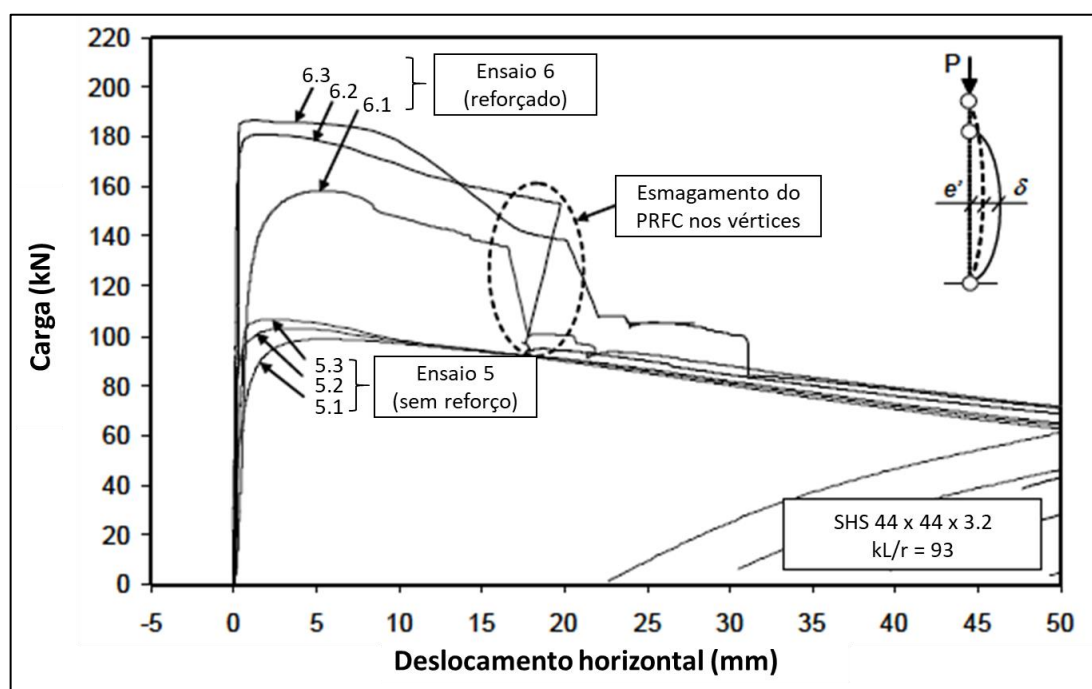
Como resultado dos ensaios são gerados gráficos do tipo *carga x deslocamento*. Na Figura 5.9 e Figura 5.10, são apresentados os gráficos carga x deslocamento para os conjuntos 5 e 6 do grupo A:

Figura 5.9 - Curvas carga x deslocamento vertical dos conjuntos 5 e 6 do grupo A



Fonte: Adaptado de Shaat (2007)

Figura 5.10 - Curvas carga x deslocamento horizontal dos conjuntos 5 e 6 do grupo A



Fonte: Adaptado de Shaat (2007)

Além dos resultados experimentais, Shaat (2007) desenvolveu dois modelos de análise, afim de prever o comportamento de pilares reforçados. Um deles, denominado modelo de fibra não-linear (modelo 01), consiste em um modelo analítico iterativo incremental, baseado no equilíbrio de forças e momentos e compatibilidade de deslocamentos. O outro modelo, foi desenvolvido através do *software* ANSYS[®] (modelo 02). Portanto, os resultados obtidos serão também comparados aos resultados dos modelos mencionados, reproduzidos na pesquisa do autor.

5.1.1 Elementos não reforçados

Neste item, serão apresentados os resultados obtidos através dos modelos numéricos desenvolvidos e estes comparados aos obtidos por Shaat (2007), para pilares SHS sem reforço, referentes aos ensaios dos conjuntos 1, 3 e 5 do grupo A e 7 do grupo B.

Afim de comparação e validação, foram inseridos nos modelos os mesmos parâmetros previamente definidos na campanha experimental, como propriedades dos materiais, geometria, condições de vinculação, carregamento, imperfeições geométricas iniciais e tensões residuais.

Os resultados são apresentados através dos gráficos a seguir (Figura 5.11 até a Figura 5.18):

Figura 5.11 - Curva carga x deslocamento vertical do grupo A (conjunto 1)

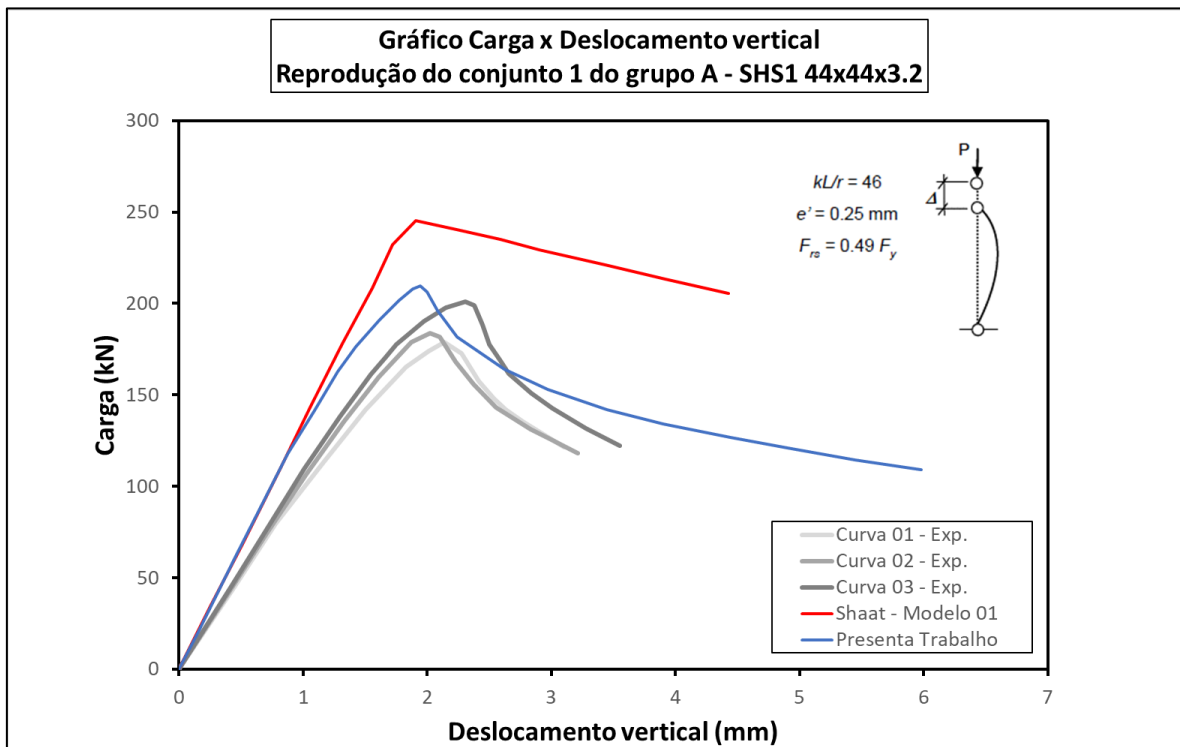


Figura 5.12 - Curva carga x deslocamento horizontal do grupo A (conjunto 1)

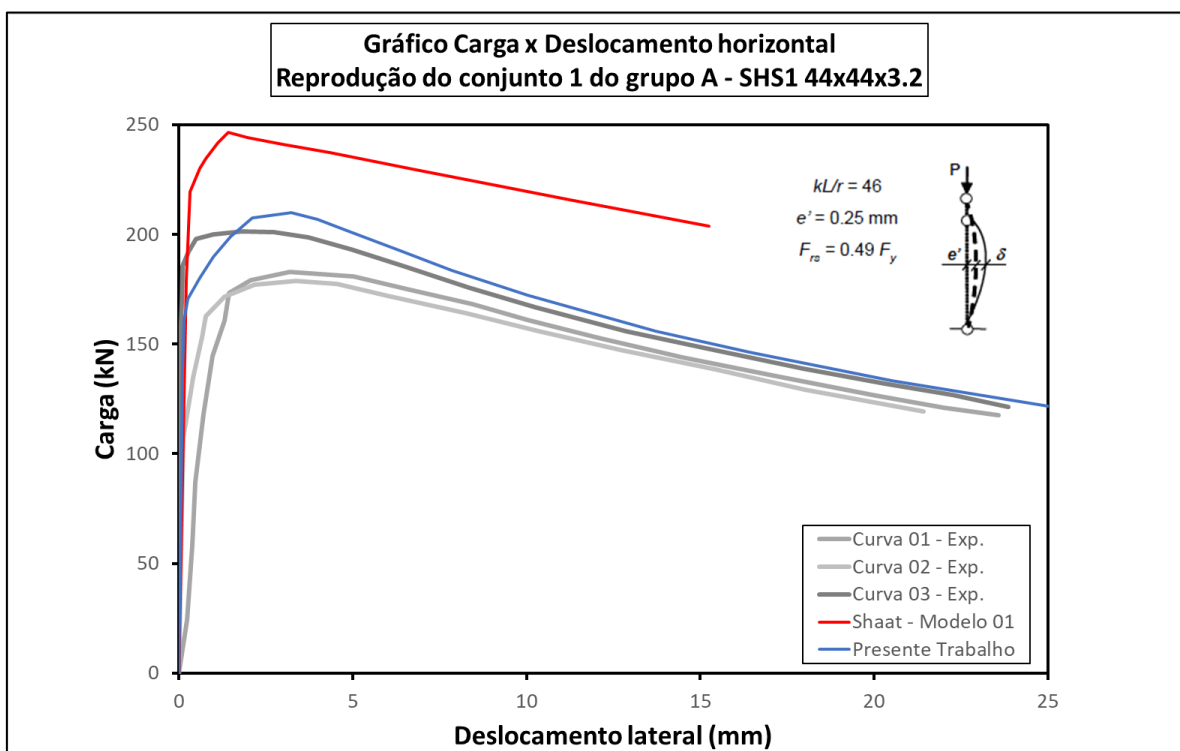


Figura 5.13 - Curva carga x deslocamento vertical do grupo A (conjunto 3)

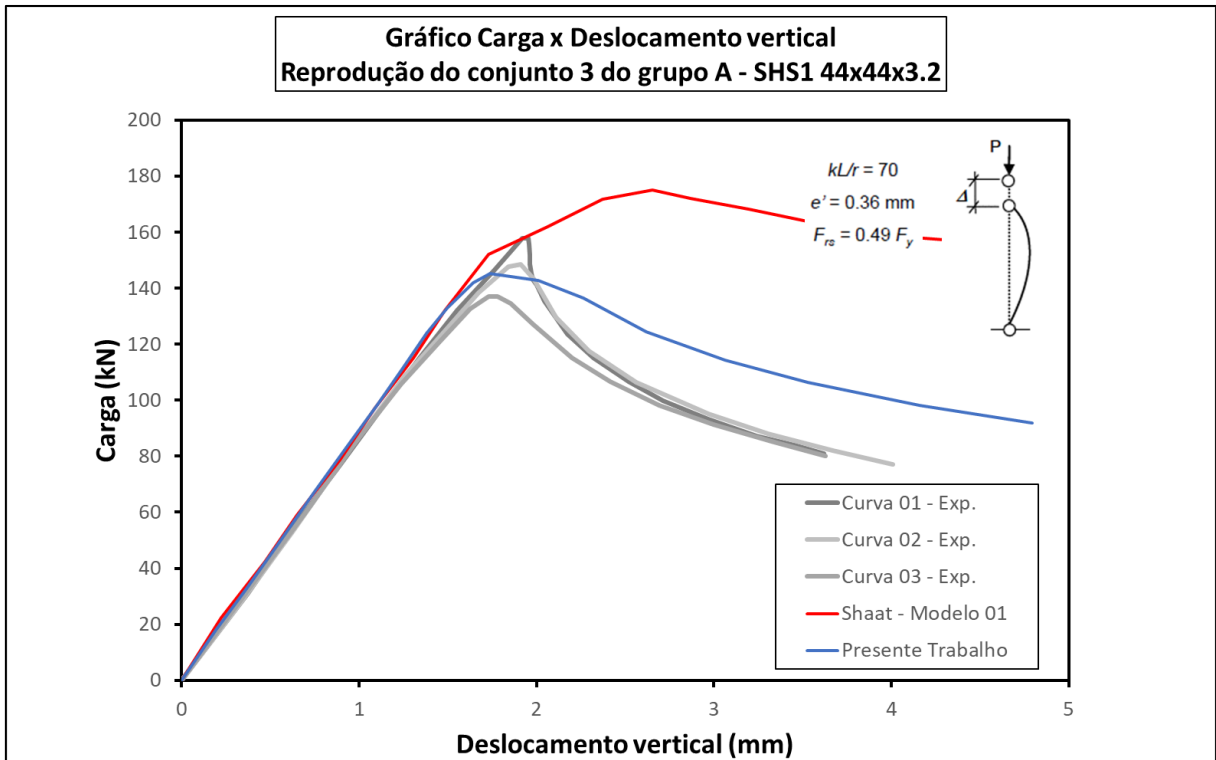


Figura 5.14 - Curva carga x deslocamento horizontal do grupo A (conjunto 3)

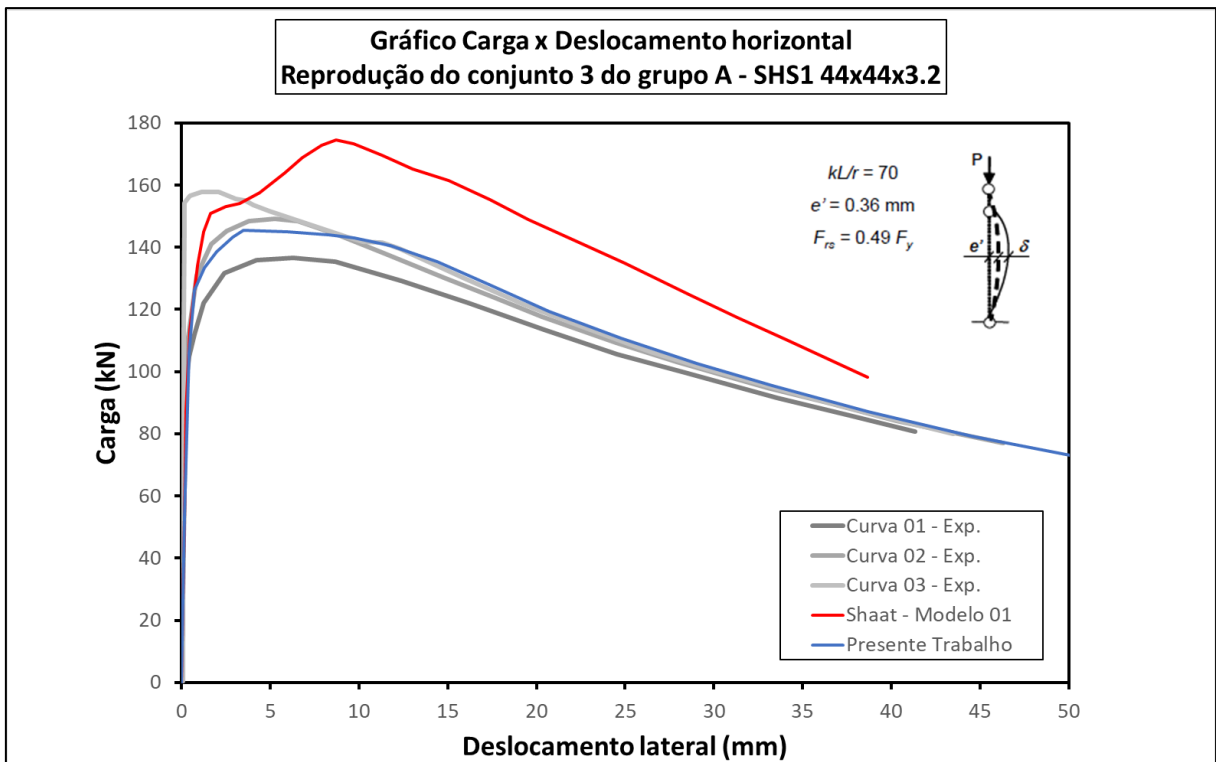
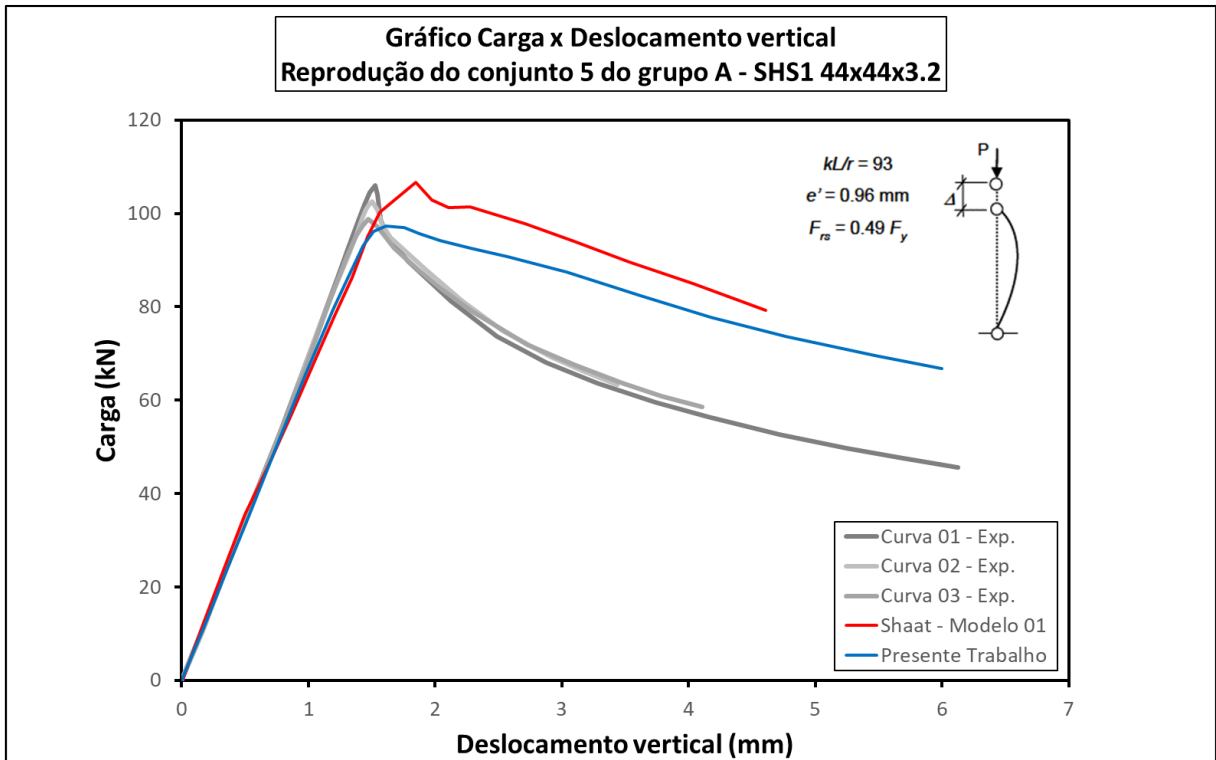
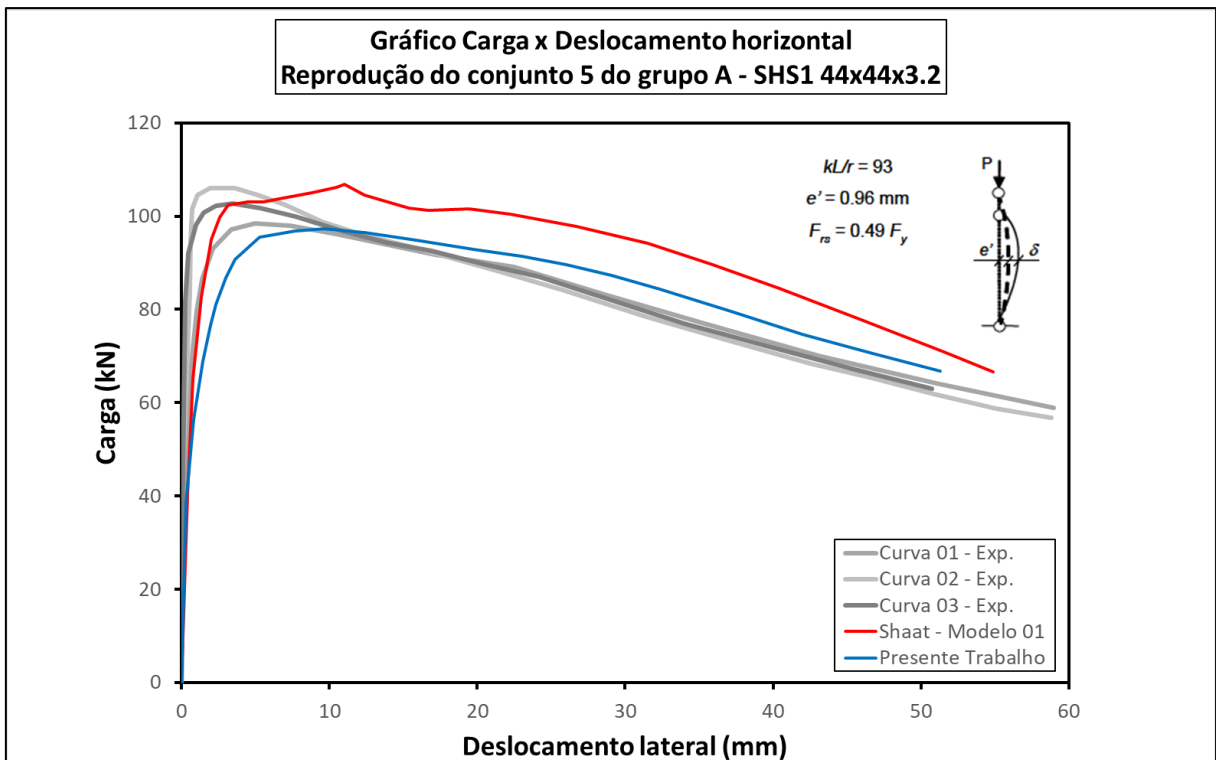


Figura 5.15 - Curva carga x deslocamento vertical do grupo A (conjunto 5)



Fonte: Do próprio autor

Figura 5.16 - Curva carga x deslocamento horizontal do grupo A (conjunto 5)



Fonte: Do próprio autor

Figura 5.17 - Curva carga x deslocamento vertical do grupo B (conjunto 7)

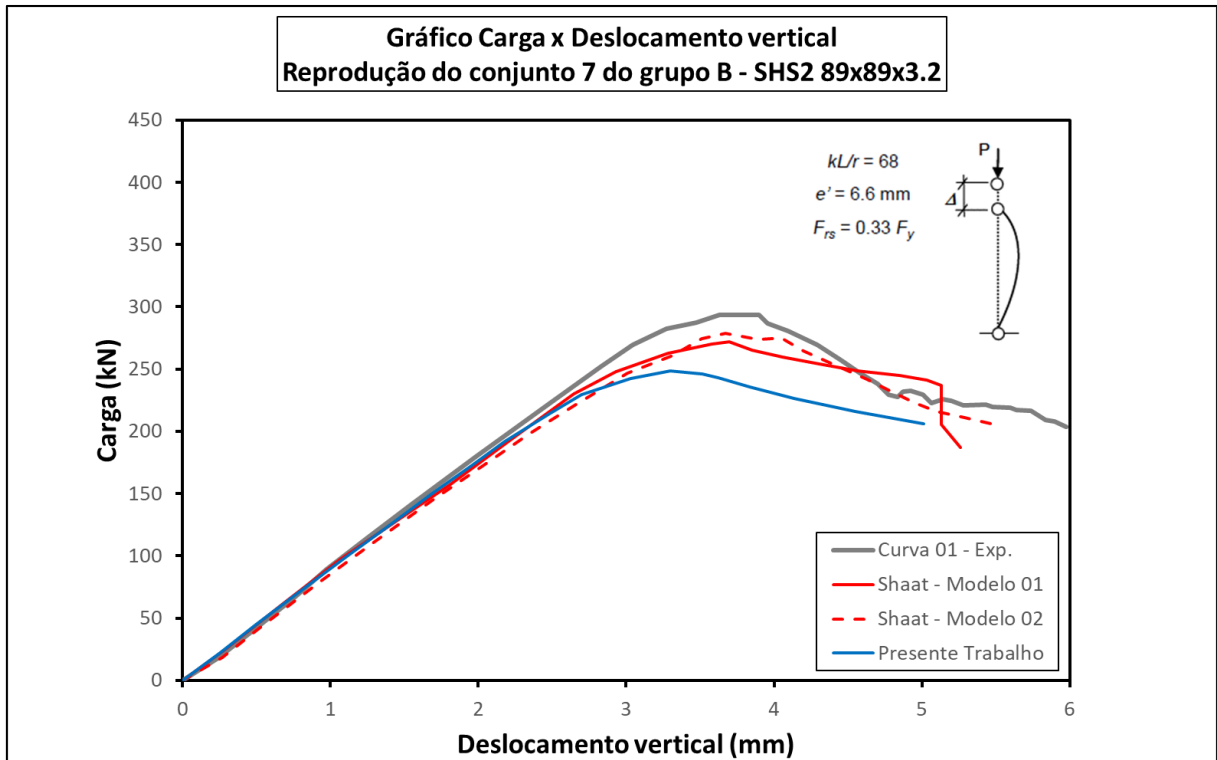
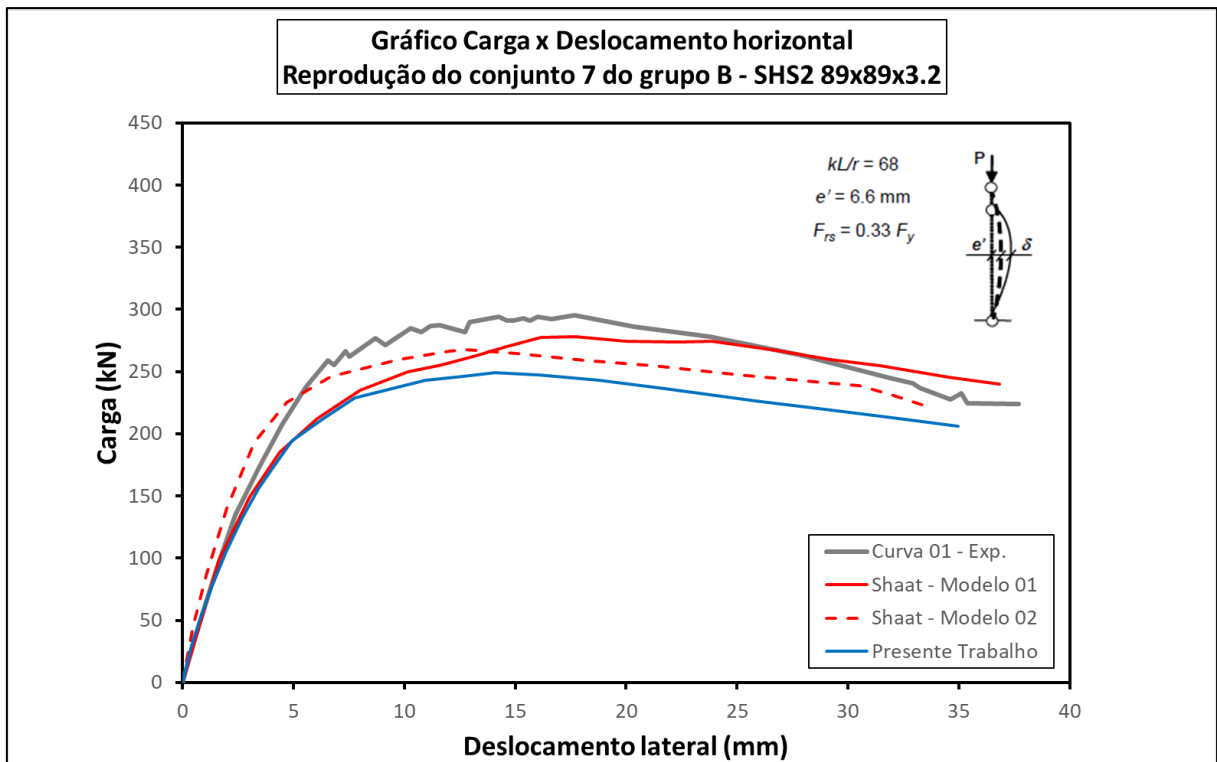


Figura 5.18 - Curva carga x deslocamento horizontal do grupo B (conjunto 7)

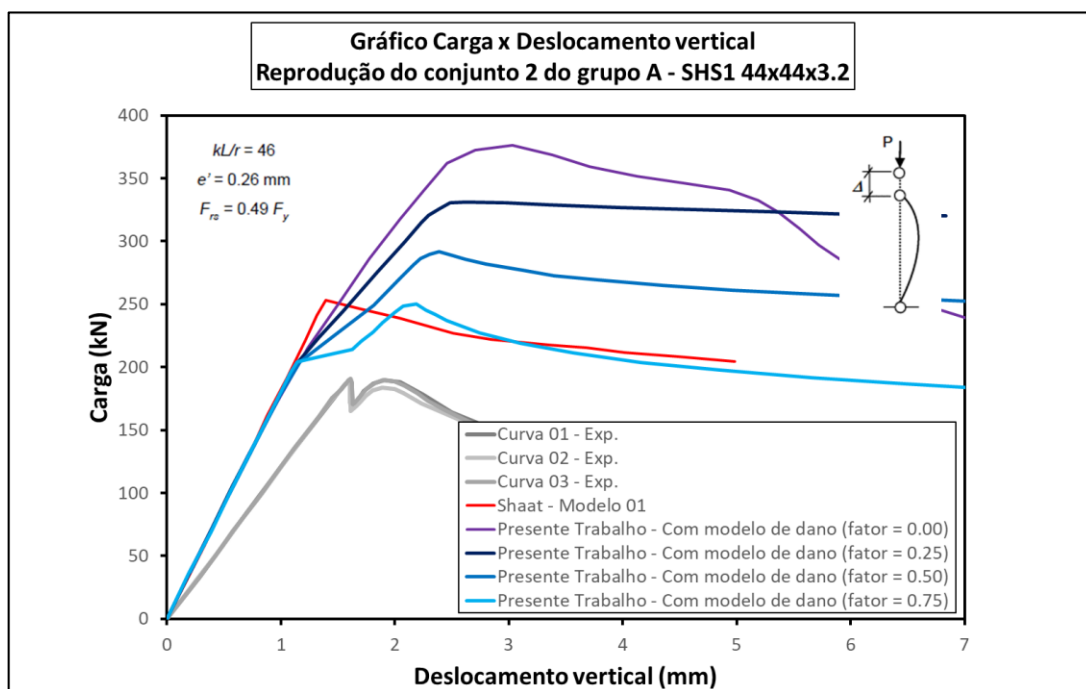


5.1.2 Elementos reforçados

Neste item, serão apresentados os resultados para pilares SHS com reforço, referentes aos ensaios dos conjuntos 2, 4 e 6 do grupo A e de 8 a 11 do grupo B.

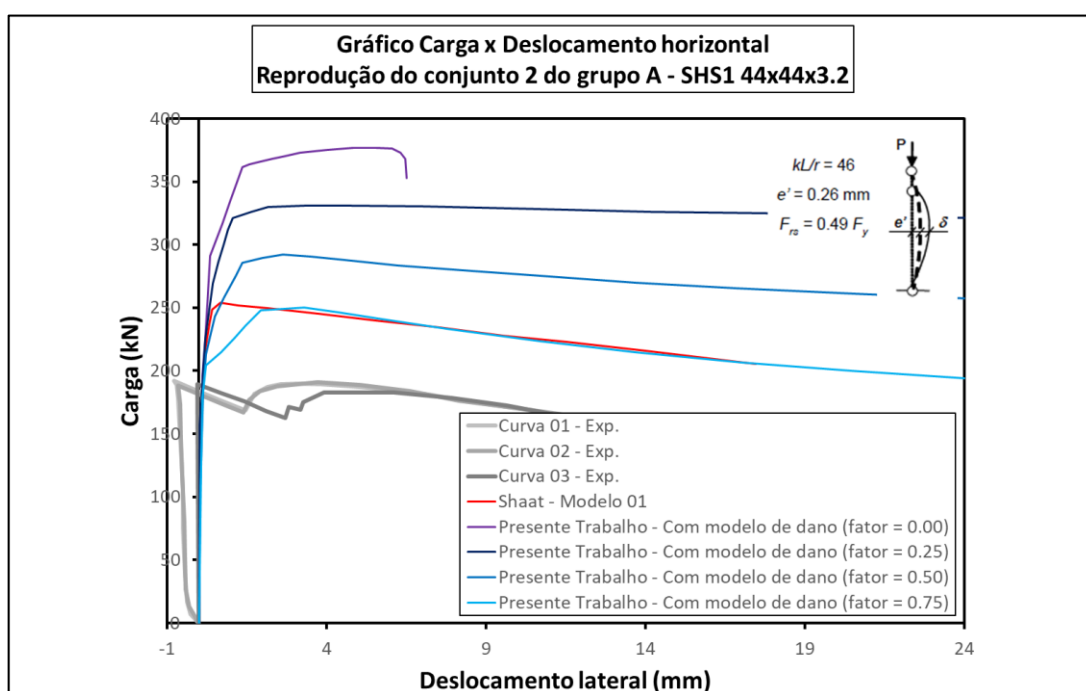
Os resultados são apresentados a seguir (Figura 5.19 até a Figura 5.32):

Figura 5.19 - Curva carga x deslocamento vertical do grupo A (conjunto 2)



Fonte: Do próprio autor

Figura 5.20 - Curva carga x deslocamento horizontal do grupo A (conjunto 2)



Fonte: Do próprio autor

Figura 5.21 - Curva carga x deslocamento vertical do grupo A (conjunto 4)

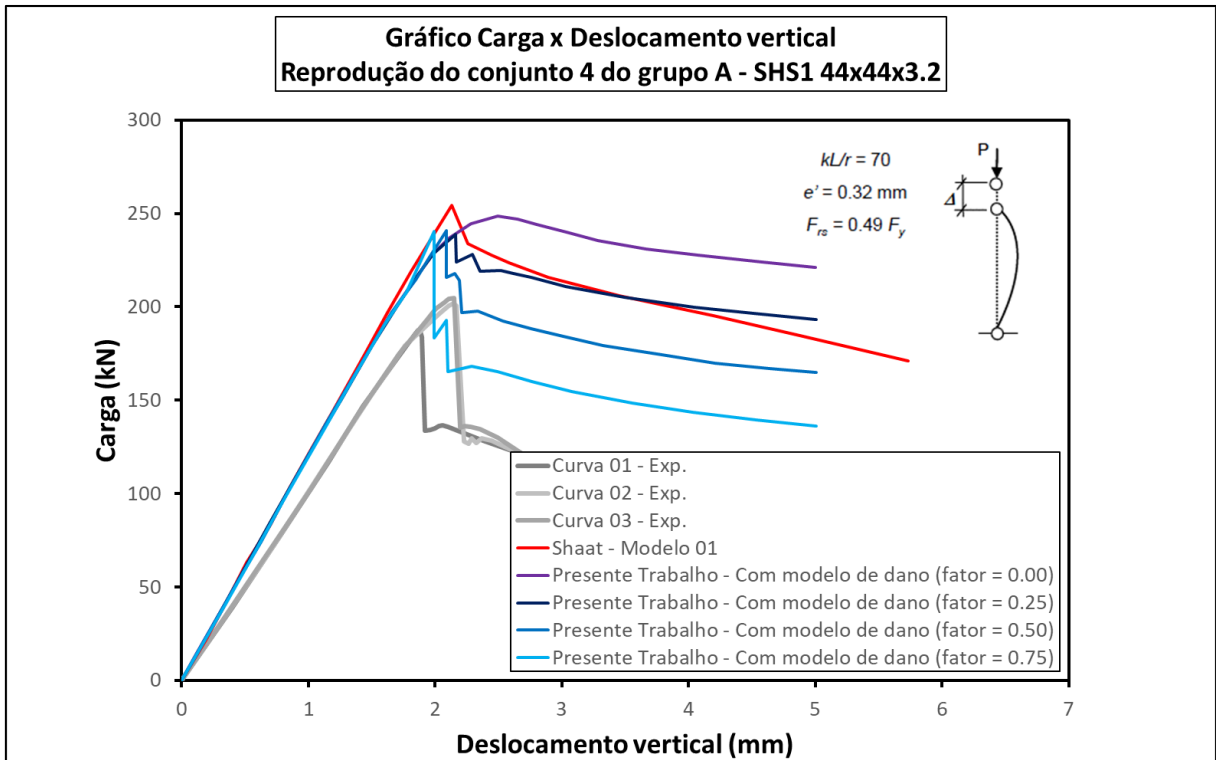


Figura 5.22 - Curva carga x deslocamento horizontal do grupo A (conjunto 4)

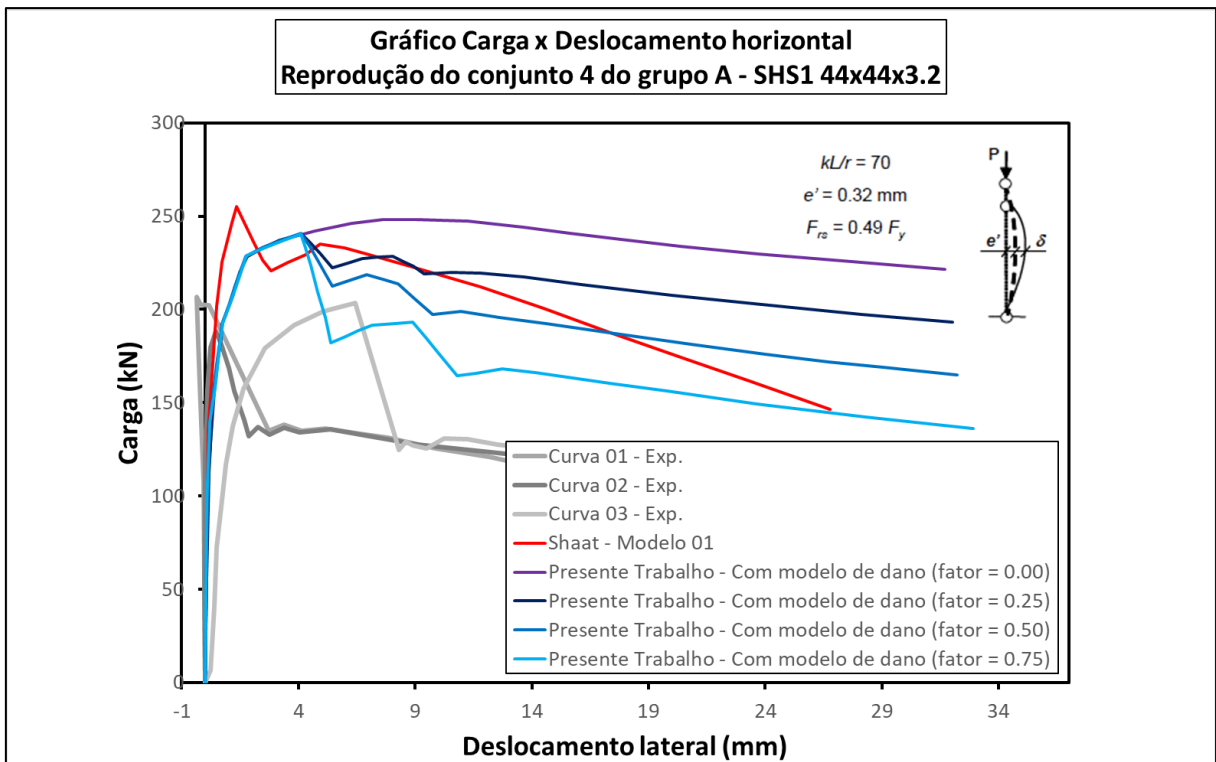
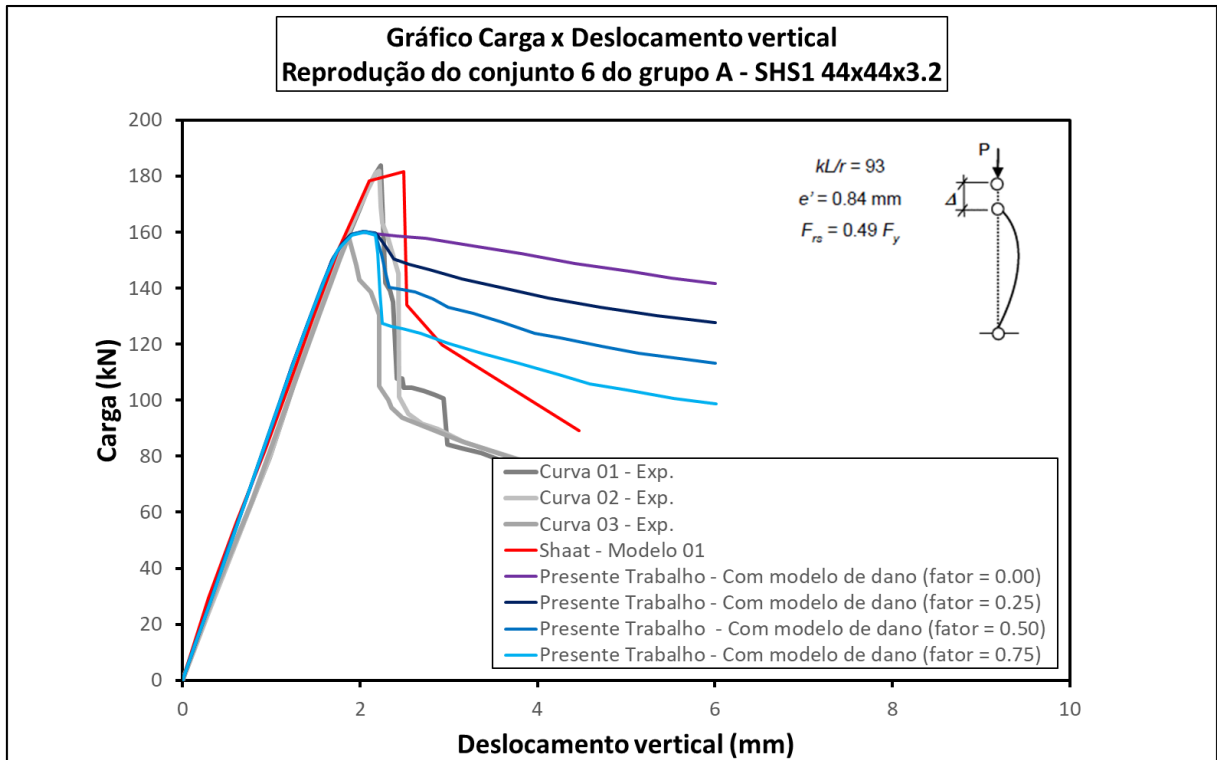
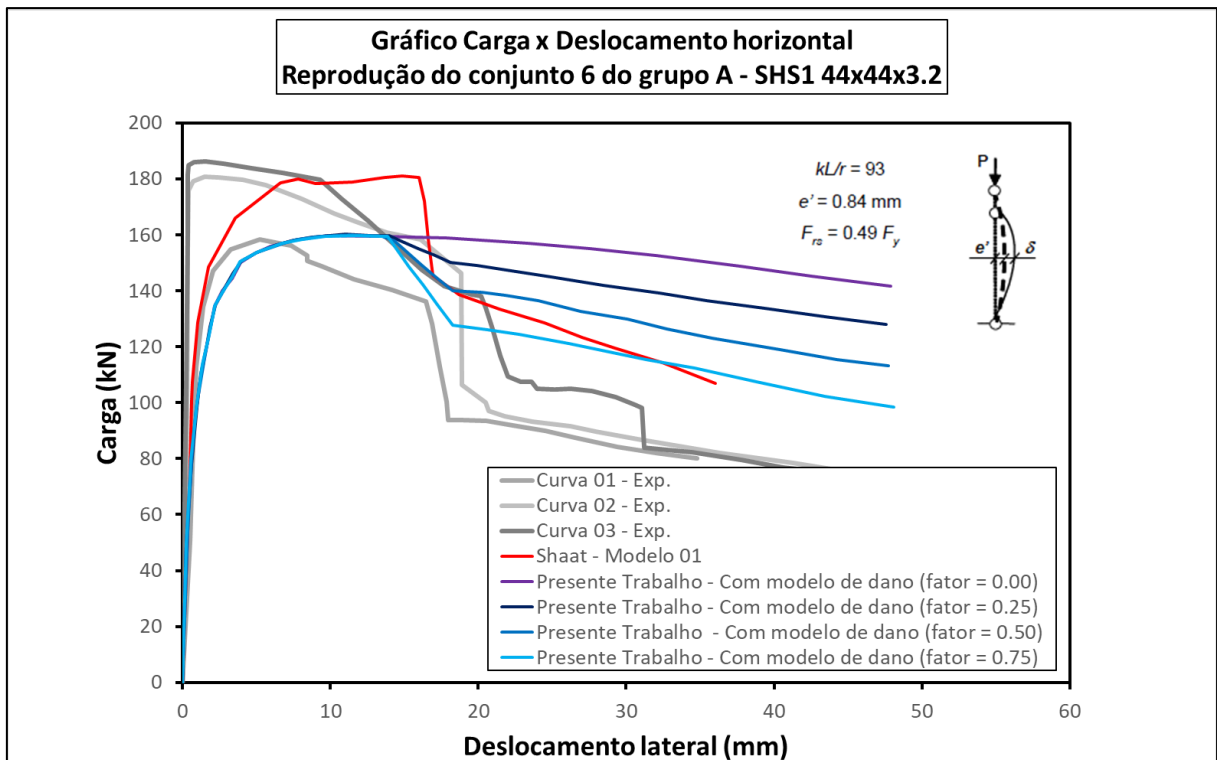


Figura 5.23 - Curva carga x deslocamento vertical do grupo A (conjunto 6)



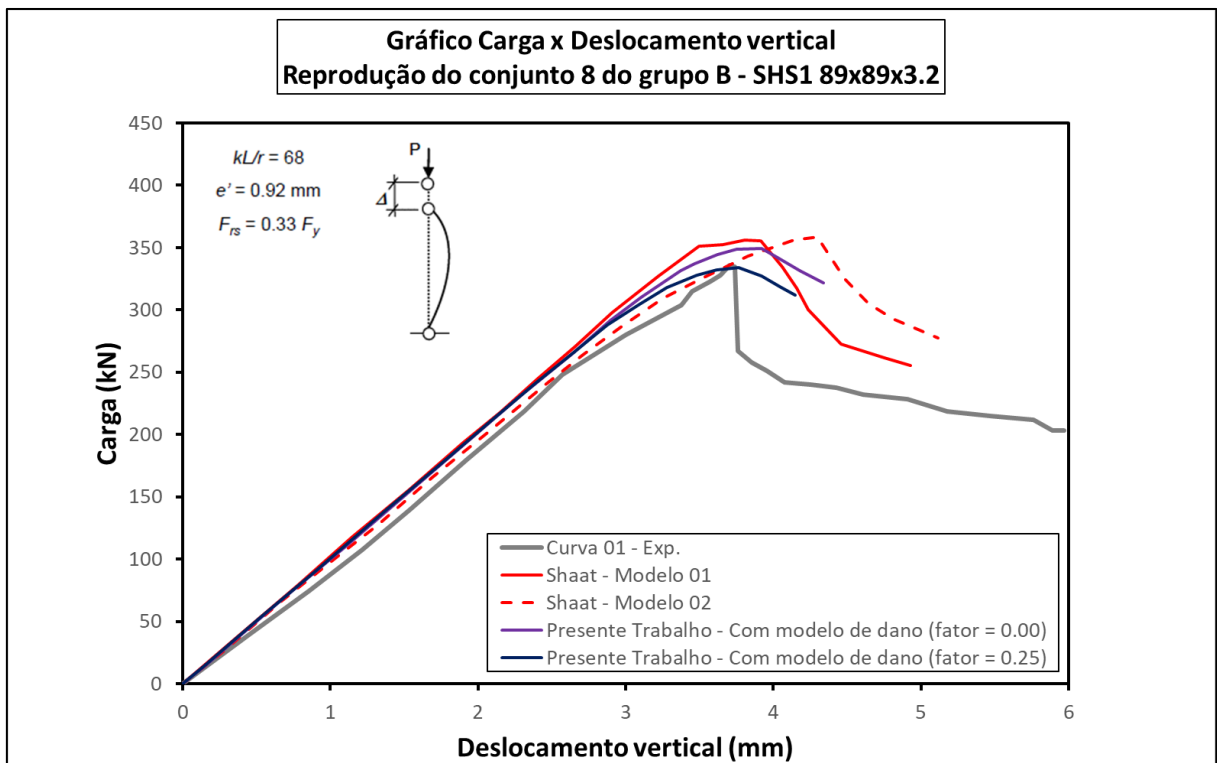
Fonte: Do próprio autor

Figura 5.24 - Curva carga x deslocamento horizontal do grupo A (conjunto 6)



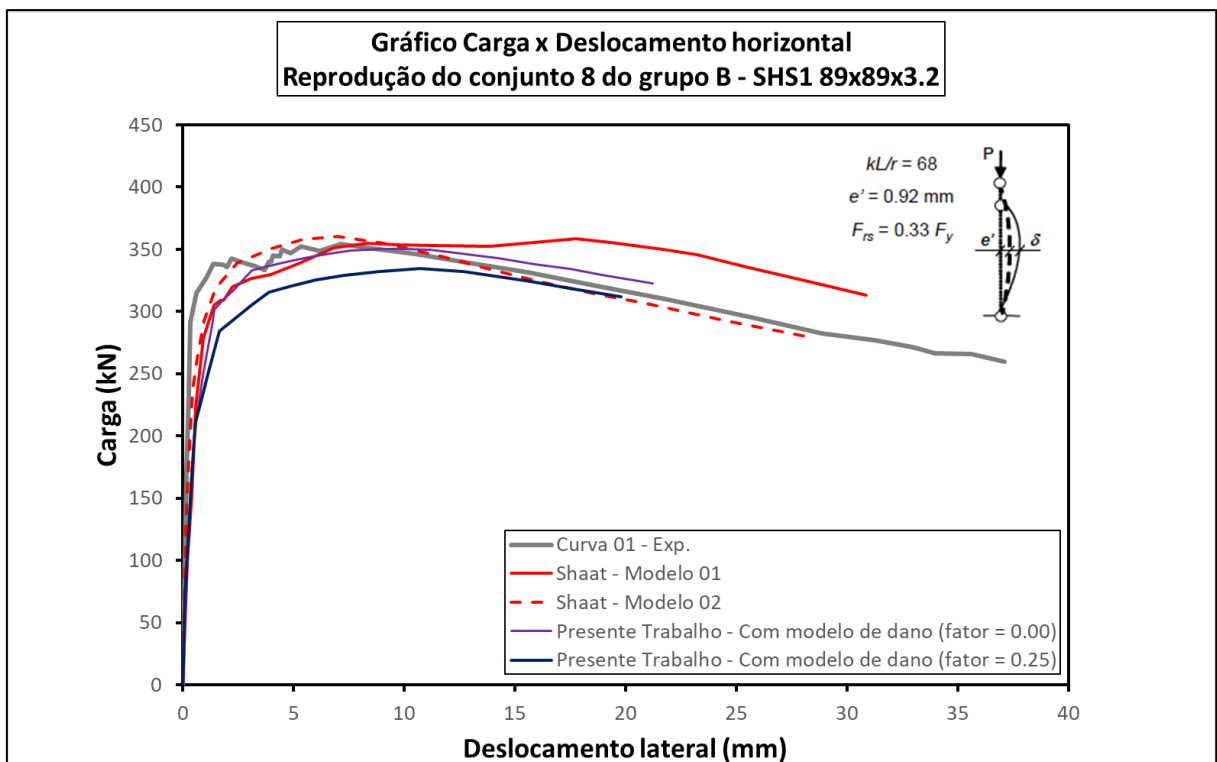
Fonte: Do próprio autor

Figura 5.25 - Curva carga x deslocamento vertical do grupo B (conjunto 8)



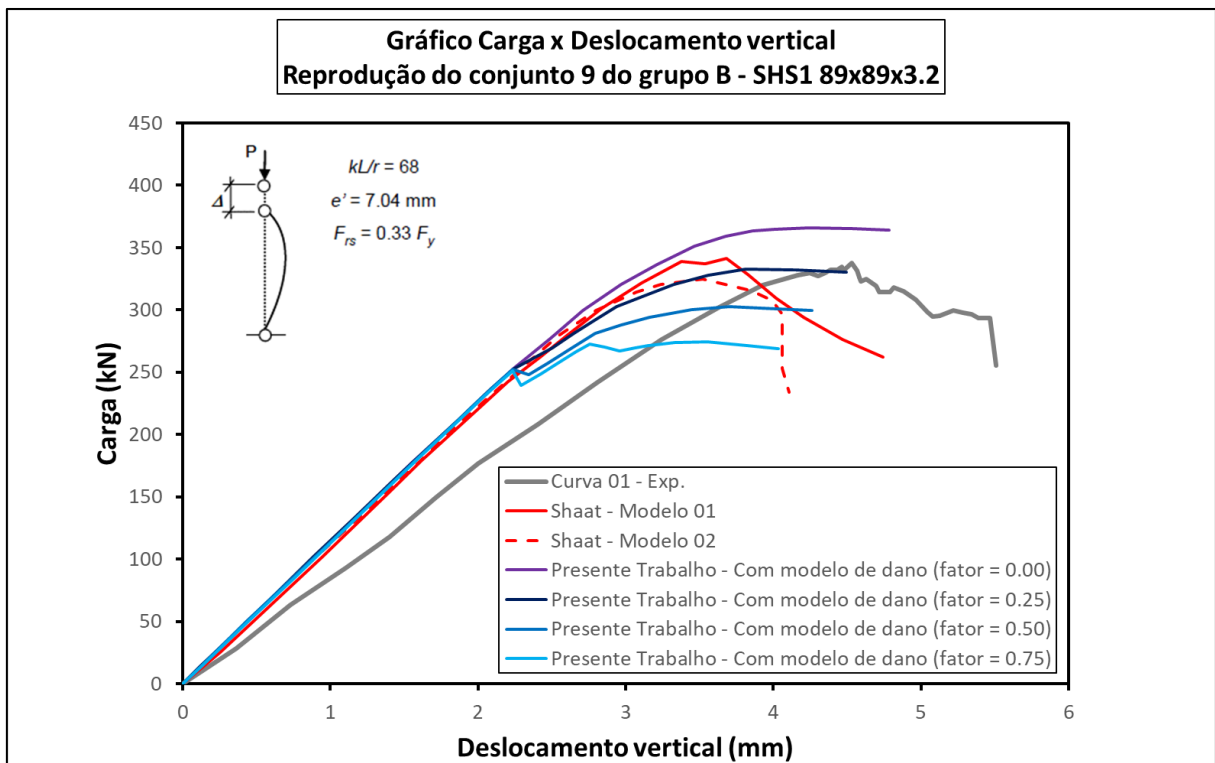
Fonte: Do próprio autor

Figura 5.26 - Curva carga x deslocamento horizontal do grupo B (conjunto 8)



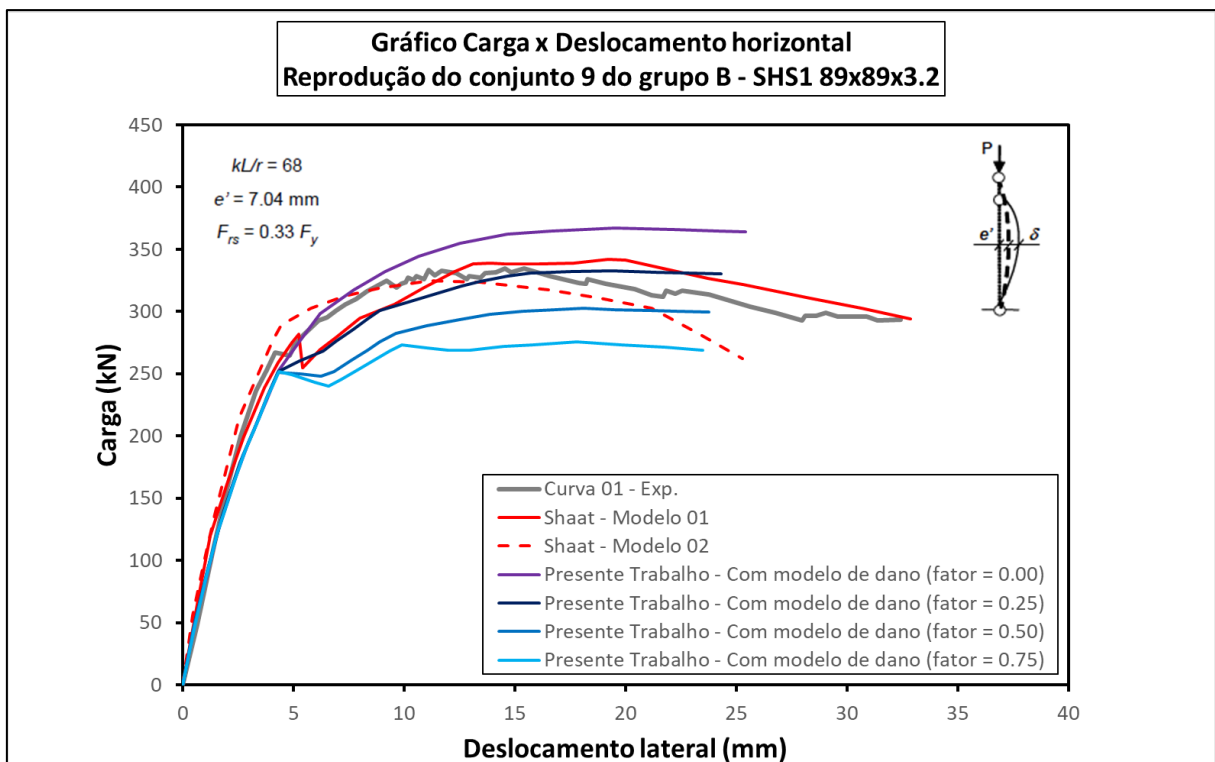
Fonte: Do próprio autor

Figura 5.27 - Curva carga x deslocamento vertical do grupo B (conjunto 9)



Fonte: Do próprio autor

Figura 5.28 - Curva carga x deslocamento horizontal do grupo B (conjunto 9)



Fonte: Do próprio autor

Figura 5.29 - Curva carga x deslocamento vertical do grupo B (conjunto 10)

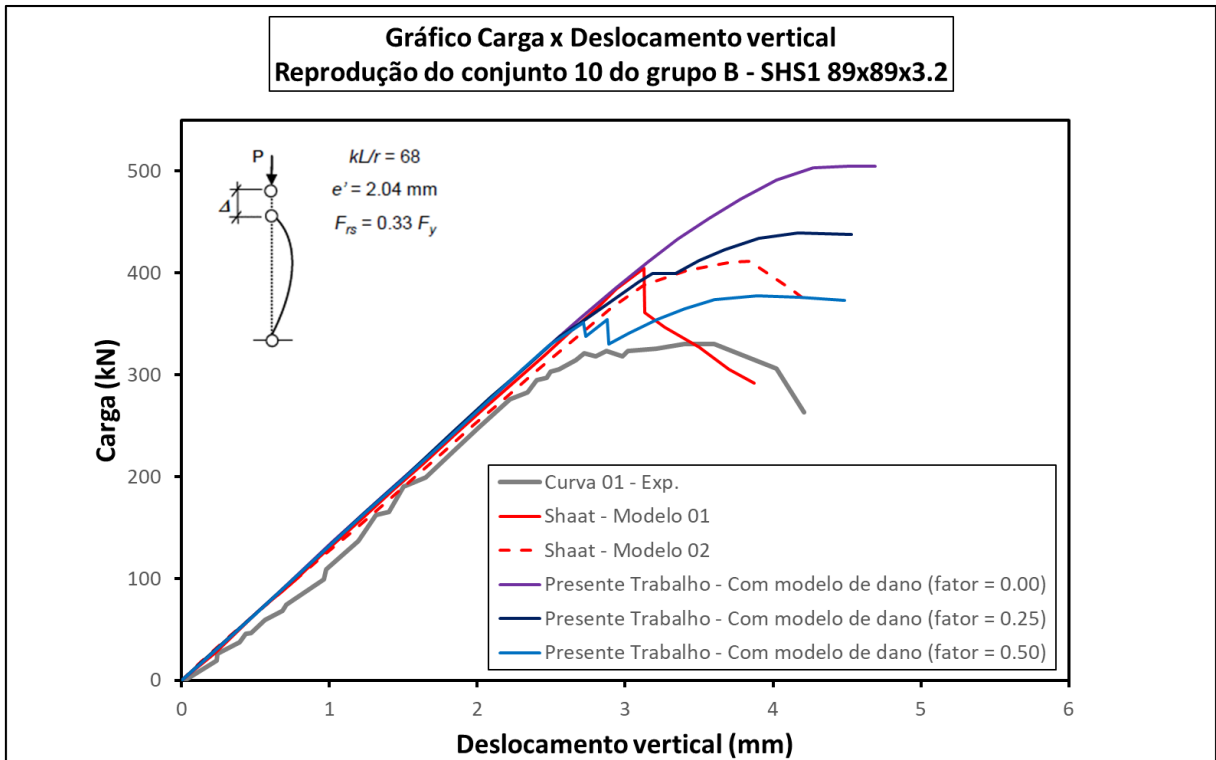


Figura 5.30 - Curva carga x deslocamento horizontal do grupo B (conjunto 10)

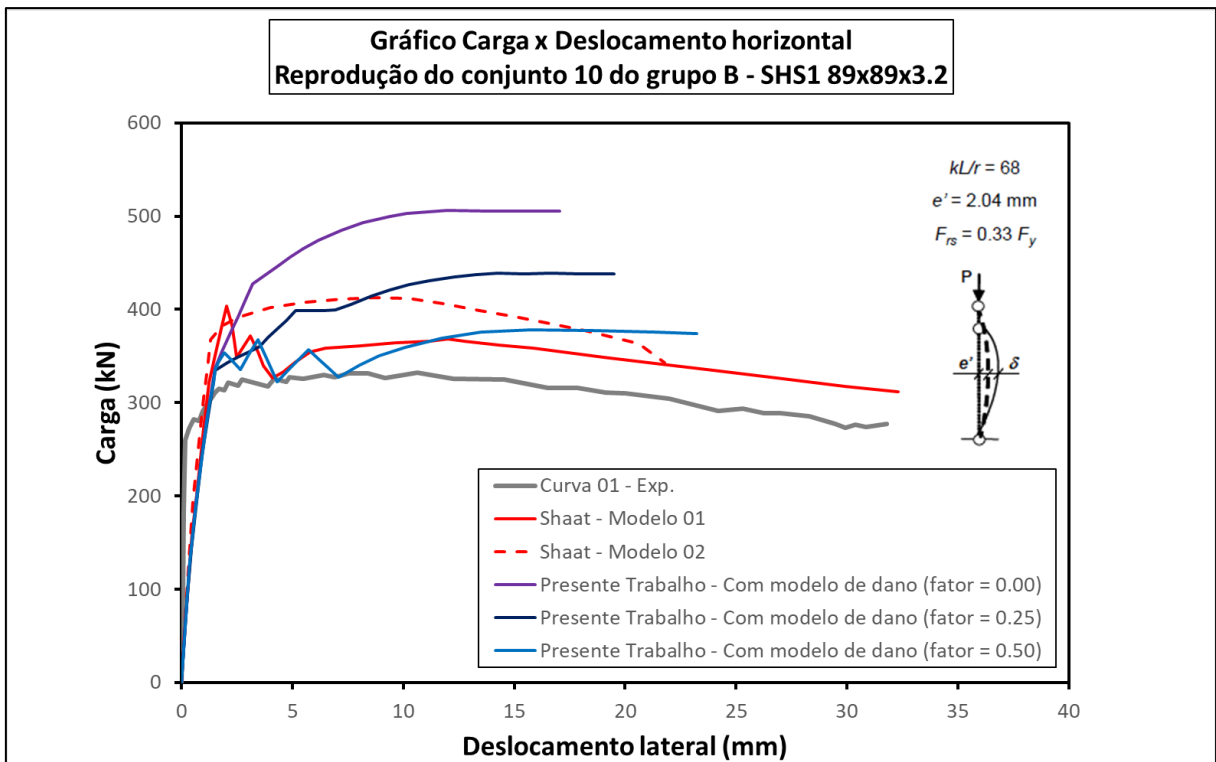
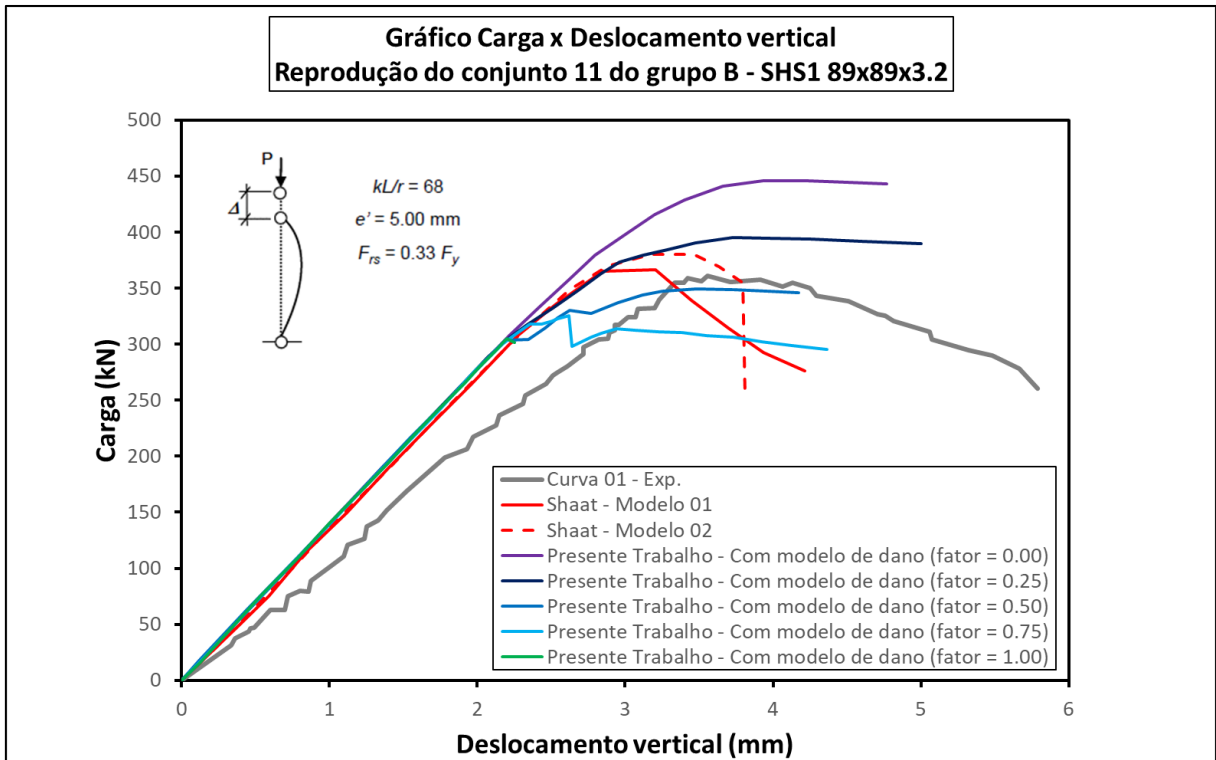
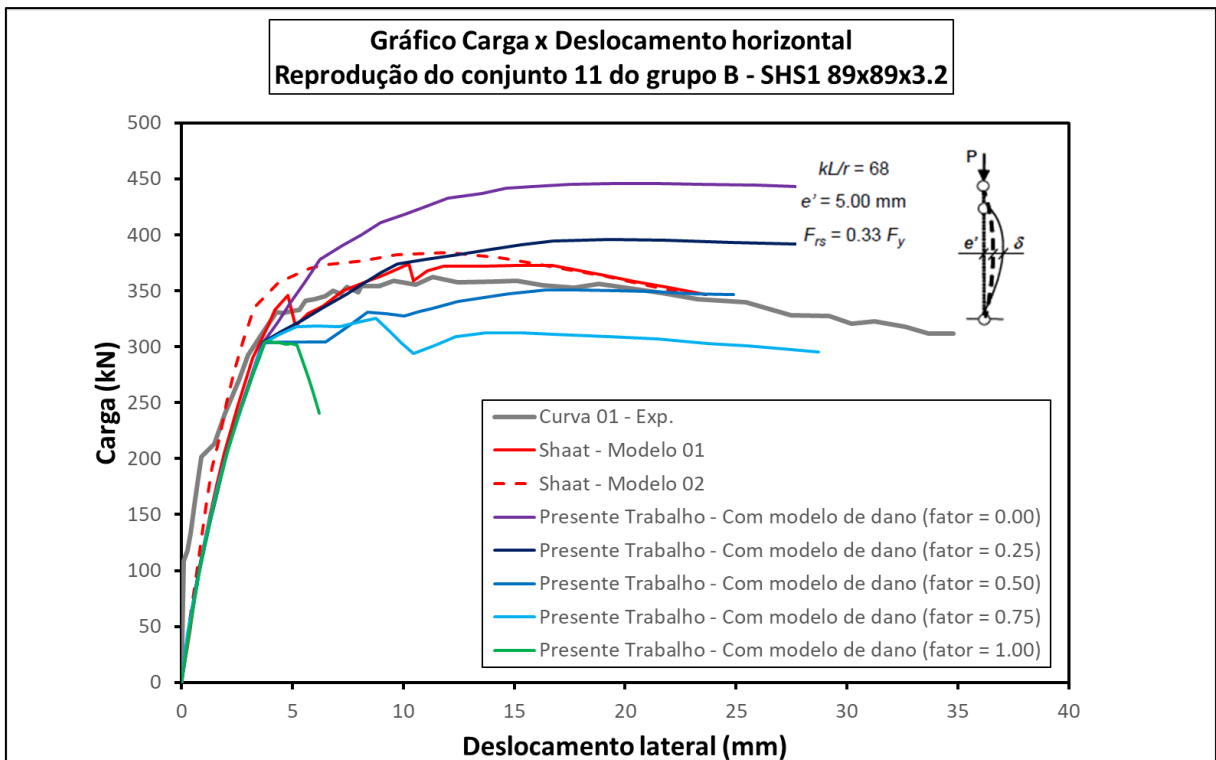


Figura 5.31 - Curva carga x deslocamento vertical do grupo B (conjunto 11)



Fonte: Do próprio autor

Figura 5.32 - Curva carga x deslocamento horizontal do grupo B (conjunto 11)



Fonte: Do próprio autor

5.1.3 Comentários

A seguir, na Tabela 5.3, é apresentado um resumo das cargas últimas de ruptura para os pilares SHS sem reforço, obtidas experimentalmente e através dos modelos numéricos:

Tabela 5.3 - Resumo das análises para pilares SHS sem reforço

Grupo	Conjunto	Curva 01	Curva 02	Curva 03	Média	Shaar		Shaar		Presente	
		Exp.	Exp.	Exp.	Exp.	Modelo 01	Modelo 02	Modelo 02	Trabalho	Trabalho	
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(%)	(kN)	(%)	(kN)	(%)
A	1	179,0	183,8	201,1	187,9	245,2	30,5	--	--	209,5	11,5
	3	157,7	148,6	137,1	147,8	175,0	18,4	--	--	145,3	-1,7
	5	106,0	102,6	98,7	102,5	106,6	4,1	--	--	97,3	-5,0
B	7	293,8	--	--	293,8	271,8	-7,5	278,9	-5,1	248,6	-15,4

Fonte: Do próprio autor

Através dos resultados, nota-se uma boa aproximação do modelo desenvolvido aos resultados experimentais bem como um menor desvio, quando comparado ao modelo de Shaar (2007) em relação ao experimental. Com exceção do conjunto 1, os demais resultados se apresentam mais conservadores que os obtidos experimentalmente.

De maneira análoga aos pilares sem reforço, na Tabela 5.4, é apresentado um resumo das cargas últimas de ruptura para os pilares reforçados:

Tabela 5.4 - Resumo das análises para pilares SHS com reforço

Grupo	Conjunto	Curva 01	Curva 02	Curva 03	Média	Shaar		Shaar		Presente	
		Exp.	Exp.	Exp.	Exp.	Modelo 01	Modelo 02	Modelo 02	Trabalho	Trabalho	
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(%)	(kN)	(%)	(kN)	(%)
A	2	189,9	183,5	190,6	188,0	253,2	34,7	--	--	331,3	76,2
	4	187,3	201,6	204,5	197,8	254,2	28,5	--	--	238,9	20,8
	6	183,7	181,9	158,2	174,6	181,6	4,0	--	--	160,2	-8,2
B	8	335,9	--	--	335,9	355,8	5,9	358,6	6,7	334,1	-0,5
	9	334,4	--	--	334,4	341,6	2,1	324,7	-2,9	332,0	-0,7
	10	330,3	--	--	330,3	404,5	22,5	411,1	24,5	439,3	33,0
	11	361,3	--	--	361,3	366,2	1,4	380,2	5,2	394,9	9,3

Fonte: Do próprio autor

É válido salientar que, Shaar (2007) evidencia que nos ensaios dos conjuntos 2 e 4, a falha do elemento se deveu a um descolamento prematuro do PRFC (“debonding”), levando precocemente os elementos ao colapso. Pelo fato disso caracterizar uma falha de ensaio ou de fabricação do elemento, não há como prevê-la no modelo de maneira adequada.

Dentre os vários fatores de danos avaliados, são apresentados os resultados apenas do fator 0,25, visto que, este foi o que gerou as melhores correlações entre os resultados experimentais e os numéricos.

5.2 COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICOS E EXPERIMENTAIS DE SEÇÕES CHS

A validação dos modelos numéricos das seções CHS, reforçadas ou não, foram efetuadas através dos resultados experimentais obtidos através da pesquisa de Gao, Balendra e Koh (2013).

Em sua campanha experimental, foram ensaiados seis pilares tubulares extrudados a quente, com tensão de escoamento e última de 355 e 490 MPa, respectivamente, com e sem reforço, tendo a seção diâmetro externo de 88,9 e espessura igual a 4 mm. Todos os elementos possuem comprimento de 2400 mm, implicando em um índice de esbeltez equivalente a 80. Um resumo da campanha experimental é apresentado na Tabela 5.5:

Tabela 5.5 - Resumo da campanha experimental de Gao, Balendra e Koh (2013)

Tipologia de pilar	Conjunto	Número de elementos ensaiados	Propriedades da seção CHS	Comprimento - L (mm)	kL/r	Configuração e tipo do PRF						Proporção de reforço $\rho = A_f/A_s * 100$
						PRFV (camada base)			PRFC			
						Número de camadas	Largura	Orientação da fibra	Número de camadas	Largura	Orientação da fibra	
Longos	1	2	CHS (88,9X4,0)	2400	80	--	--	--	--	--	--	--
	2	1		2400	80	1	sc	L	2	sc	L	18,0
	3	1		2400	80	1	sc	L	4	sc	L	26,8
	4	1		2400	80	1	sc	L	6	sc	L	35,7
	5	1		2400	80	1	sc	L	8	sc	L	44,6

Fonte: Adaptado de Gao, Balendra e Koh (2013)

A nomenclatura utilizada na Tabela 5.6, para a orientação da fibra e largura, segue a mesma lógica adotada na tabela de resumo da campanha experimental de Shaat (2007).

Como reforço, foi utilizada uma camada de PRFV, colada diretamente sobre a superfície do aço, afim de prevenir a corrosão galvânica. Sobre a camada do PRFV, são coladas as camadas do PRFC de alto módulo.

A propriedades mecânicas do PRFC e do PRFV são apresentadas na Tabela 5.6:

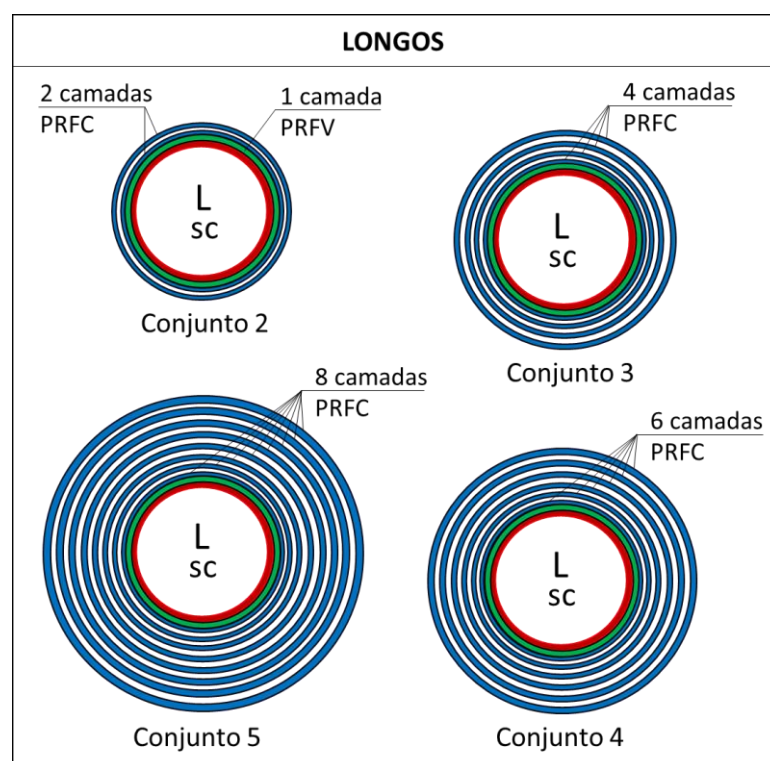
Tabela 5.6 - Propriedades mecânicas e geométricas dos PRF

PRF	Espessura - t (mm)	Módulo de Elasticidade - E (Gpa)	Tensão última - f_u (MPa)	Deformação última - ϵ_u (%)
PRFV	0,353	28,0	500	2,0
PRFC	0,165	230,0	3000	1,5

Fonte: Adaptado de Gao, Balendra e Koh (2013)

As configurações de reforço na seção são apresentadas na Figura 5.33:

Figura 5.33 - Configurações de reforço das seções



Fonte: Do próprio autor

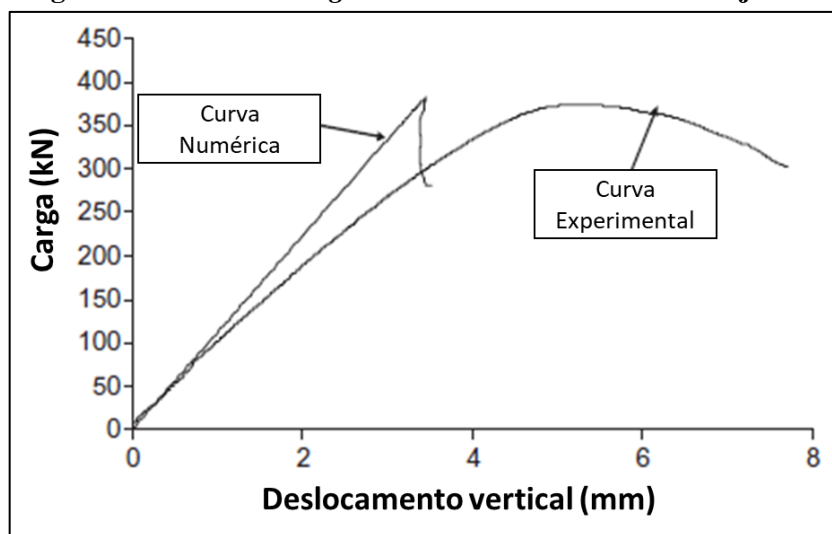
Os corpos de prova reforçados com PRFC, antes da inserção do reforço, passaram por um tratamento de superfície, através de jateamento, para remover qualquer oxidação ou primer (camada de fundo). Após o tratamento, os PRF foram colados à superfície e curados por seis dias sob temperatura controlada.

Diferentemente de Shaat (2007), Gao, Balendra e Koh (2013), não utilizaram nenhuma metodologia para estimar as tensões residuais bem como as imperfeições geométricas iniciais dos corpos de prova.

As condições de ensaio se assemelham muito as dos pilares SHS, já mencionadas, que consiste na aplicação de uma carga centrada. Os deslocamentos foram medidos com o auxílio de doze LVDT's, sendo quatro posicionados em cada uma das extremidades e outros quatro na seção central. Já as deformações longitudinais próximas a seção central foram mensuradas através de quatro *strain gauges* de resistência elétrica.

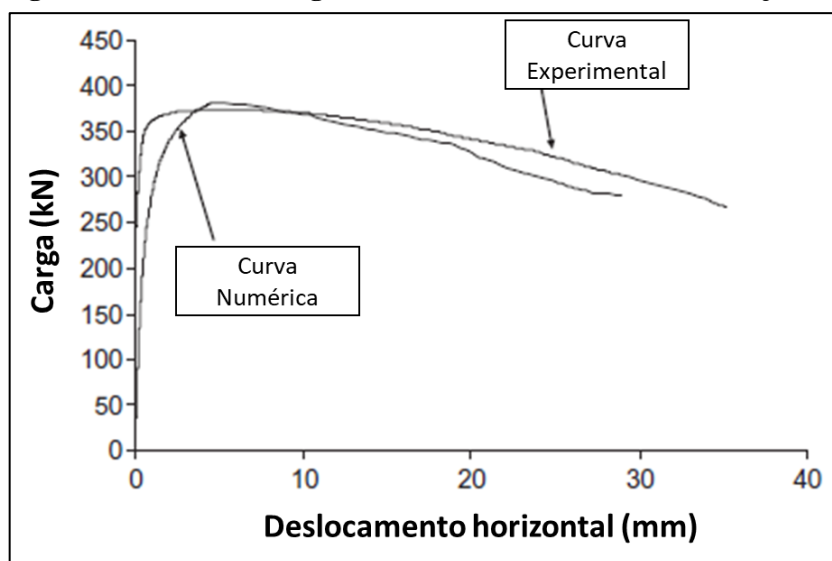
Como resultado dos ensaios são gerados gráficos do tipo *carga x deslocamento*. Na Figura 5.34 e Figura 5.35, são apresentados os gráficos para o conjunto 2:

Figura 5.34 - Curvas carga x deslocamento vertical do conjunto 2



Fonte: Adaptado de Gao, Balendra e Koh (2013)

Figura 5.35 - Curvas carga x deslocamento horizontal do conjunto 2



Fonte: Adaptado de Gao, Balendra e Koh (2013)

Com o intuito de prever o comportamento de pilares de seção CHS, reforçados com PRFC, Gao, Balendra e Koh (2013) desenvolveram um modelo numérico, semelhante ao

modelo desenvolvido por Shaat (2007). Nos gráficos mostrados anteriormente, é possível visualizar a curva gerada por esse modelo.

5.2.1 Elementos não reforçados

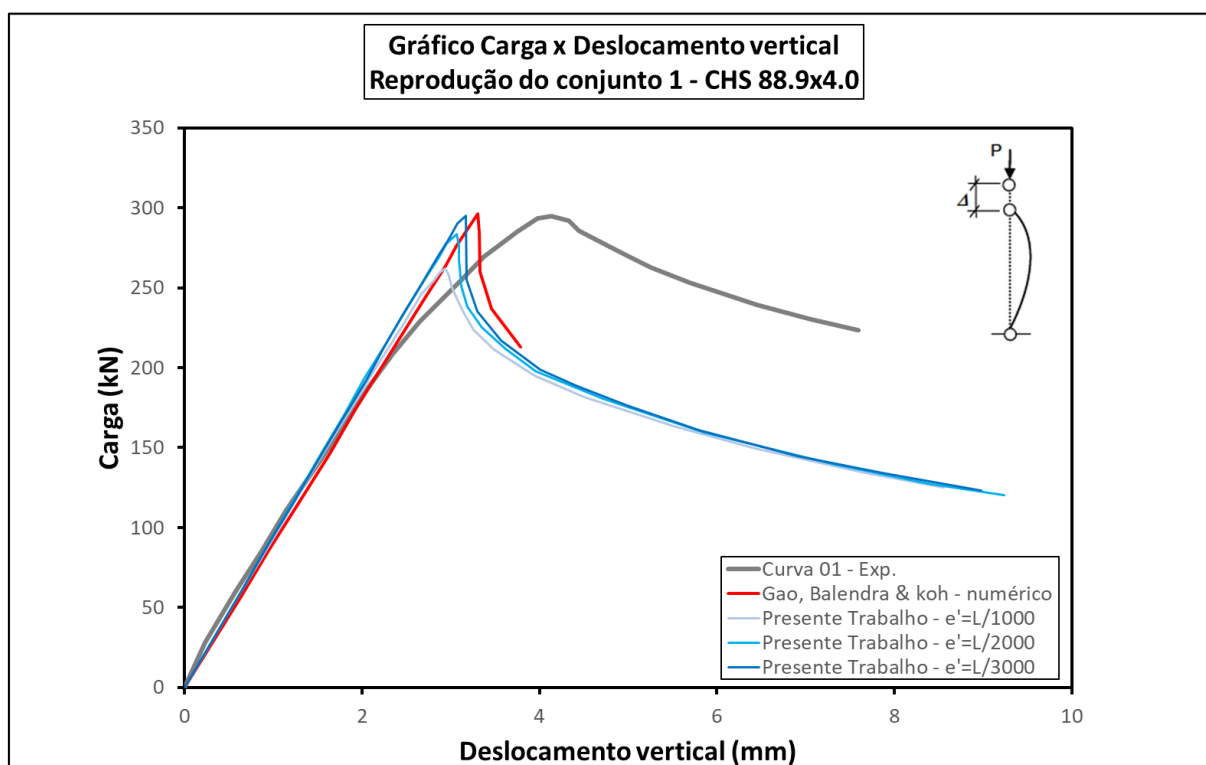
Neste item, serão apresentados os resultados obtidos através dos modelos numéricos desenvolvidos e estes comparados aos obtidos por Gao, Balendra e Koh (2013), para pilares CHS sem reforço, referentes aos ensaios do conjunto 1.

Afim de comparação e validação, foram inseridos nos modelos os mesmos parâmetros previamente definidos na campanha experimental, como propriedades dos materiais, geometria, condições de vinculação e carregamento.

As tensões residuais, por não terem sido medidas na campanha experimental, foram estimadas equivalentes a 30% da tensão de escoamento do aço. Da mesma forma, as imperfeições geométricas iniciais não foram medidas experimentalmente, portanto, serão apresentadas curvas considerando a imperfeição máxima como $L/1000$, $L/2000$ e $L/3000$.

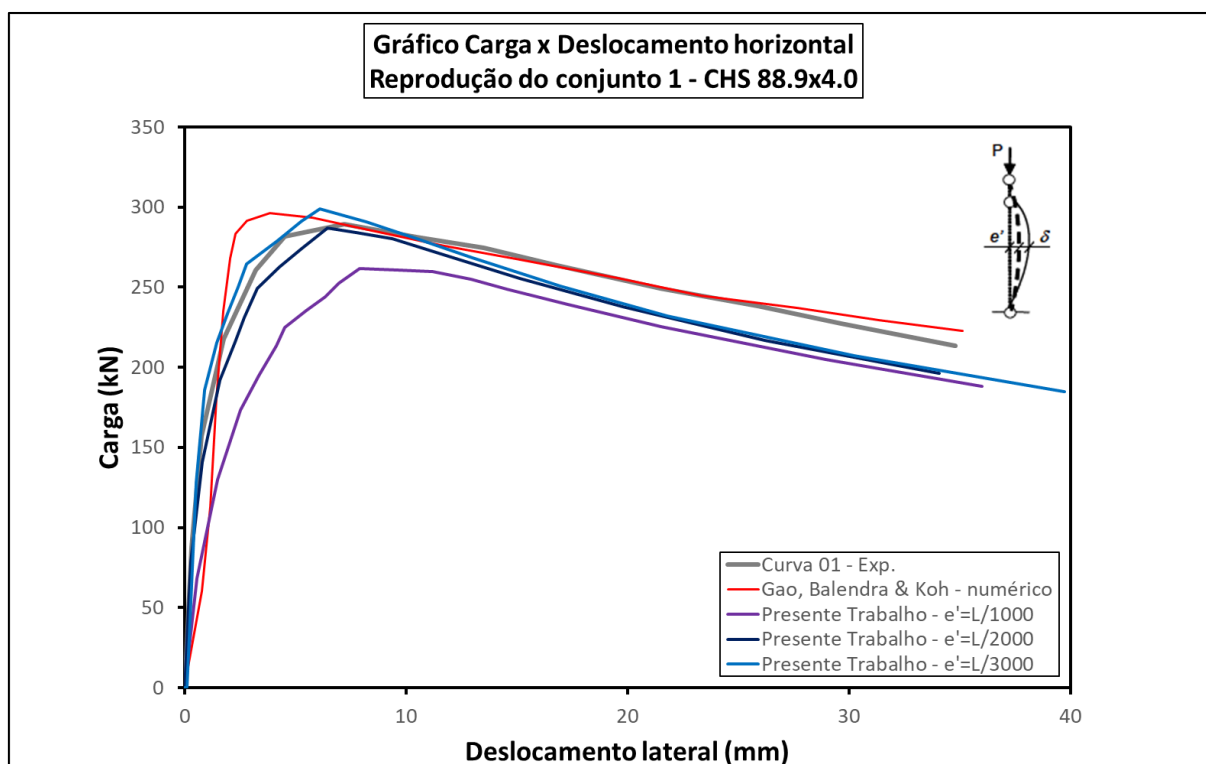
Os resultados são apresentados por meio das Figura 5.36 e Figura 5.37:

Figura 5.36 - Curva carga x deslocamento vertical (conjunto 1)



Fonte: Do próprio autor

Figura 5.37 - Curva carga x deslocamento horizontal (conjunto 1)



Fonte: Do próprio autor

5.2.2 Elementos reforçados

Neste item, serão apresentados os resultados para pilares CHS com reforço, referentes aos ensaios apenas do conjunto 2, visto que, dos conjuntos de 3 a 5 os gráficos não foram encontrados na pesquisa.

Afim de facilitar o entendimento, os resultados se subdividem em função da imperfeição inserida em cada gráfico ($L/1000$, $L/2000$ e $L/3000$), gerando assim 6 gráficos ao invés de apenas 2. Desta maneira, torna-se nítida a influência da imperfeição geométrica inicial na capacidade resistente do elemento.

É válido salientar que, para seções tubulares, trabalhos como Bjorhovde, (1977) e Key, Hasan e Hancock (1986), afirmam que as imperfeições podem possuir valores mínimos da ordem de $L/8000$ a $L/11000$, respectivamente. Com imperfeições dessa magnitude, a resistência última dos elementos tende a aumentar.

Os resultados são apresentados a seguir (Figura 5.19 até a Figura 5.43):

Figura 5.38 - Curva carga x deslocamento vertical (conjunto 2 - $e' = L/1000$)

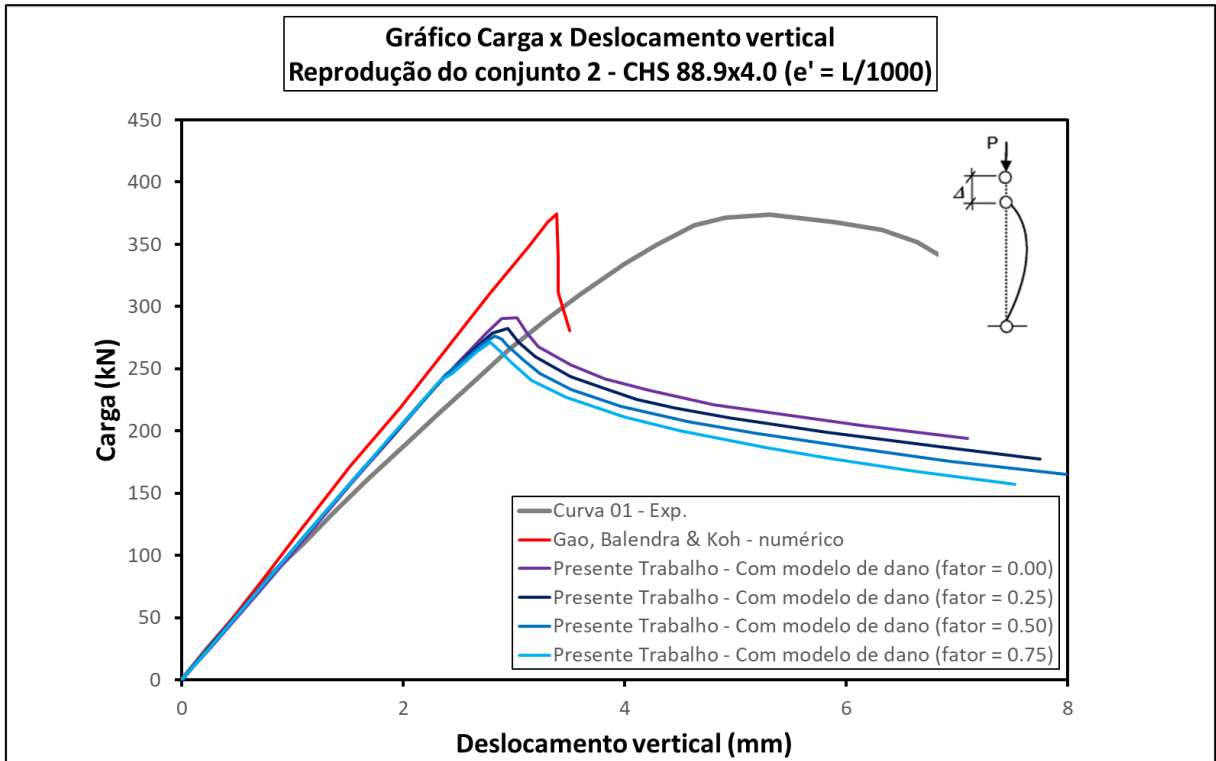


Figura 5.39 - Curva carga x deslocamento horizontal (conjunto 2 - $e' = L/1000$)

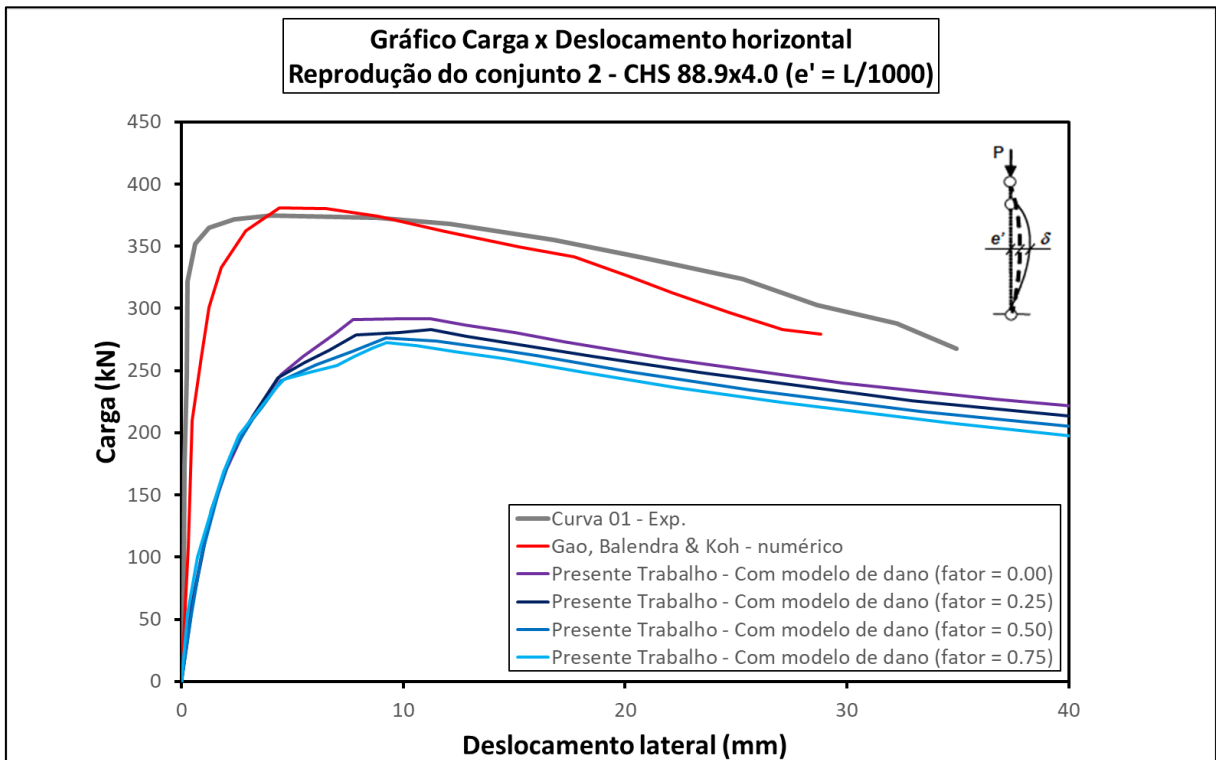


Figura 5.40 - Curva carga x deslocamento vertical (conjunto 2 - $e' = L/2000$)

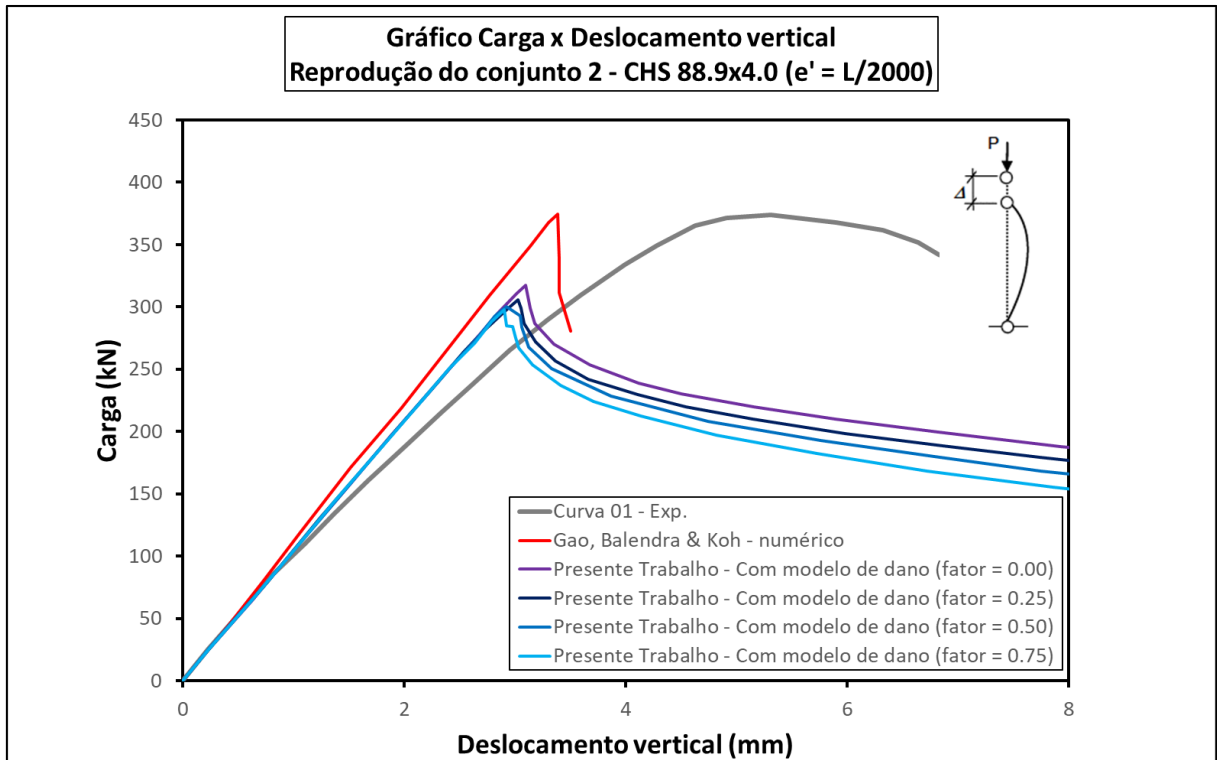


Figura 5.41 - Curva carga x deslocamento horizontal (conjunto 2 - $e' = L/2000$)

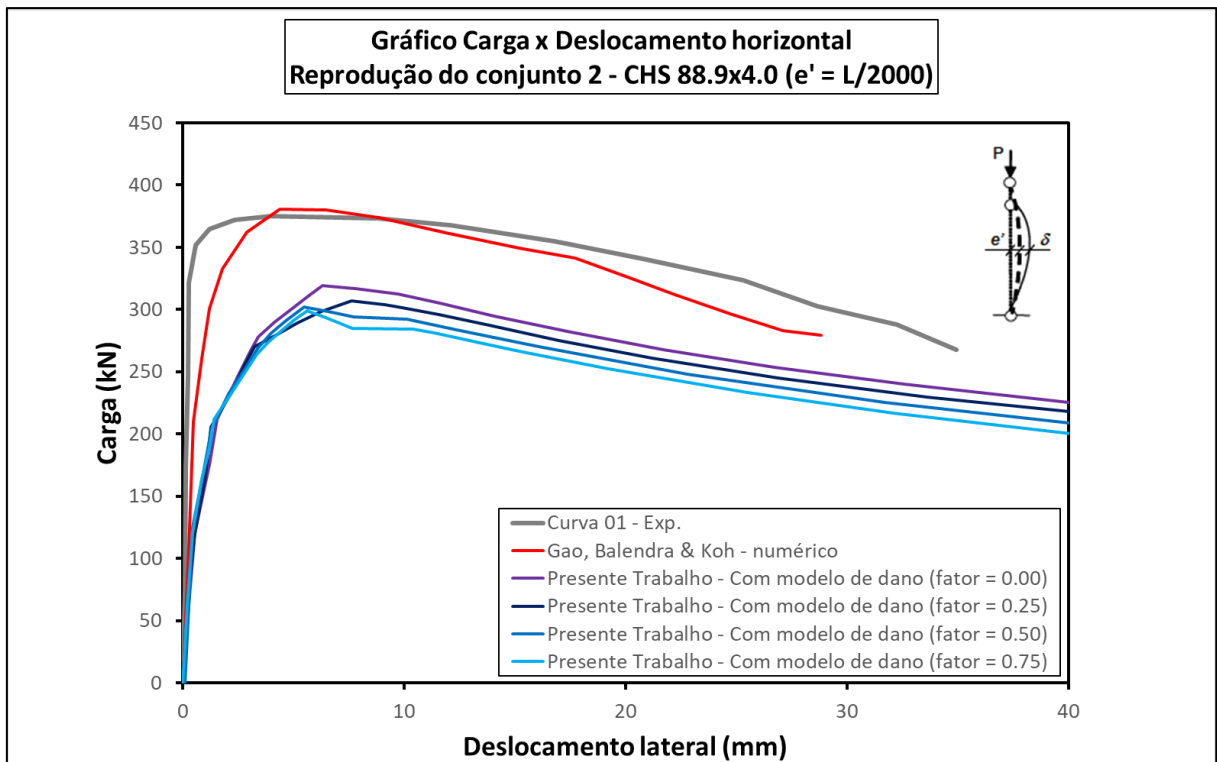


Figura 5.42 - Curva carga x deslocamento vertical (conjunto 2 - $e' = L/3000$)

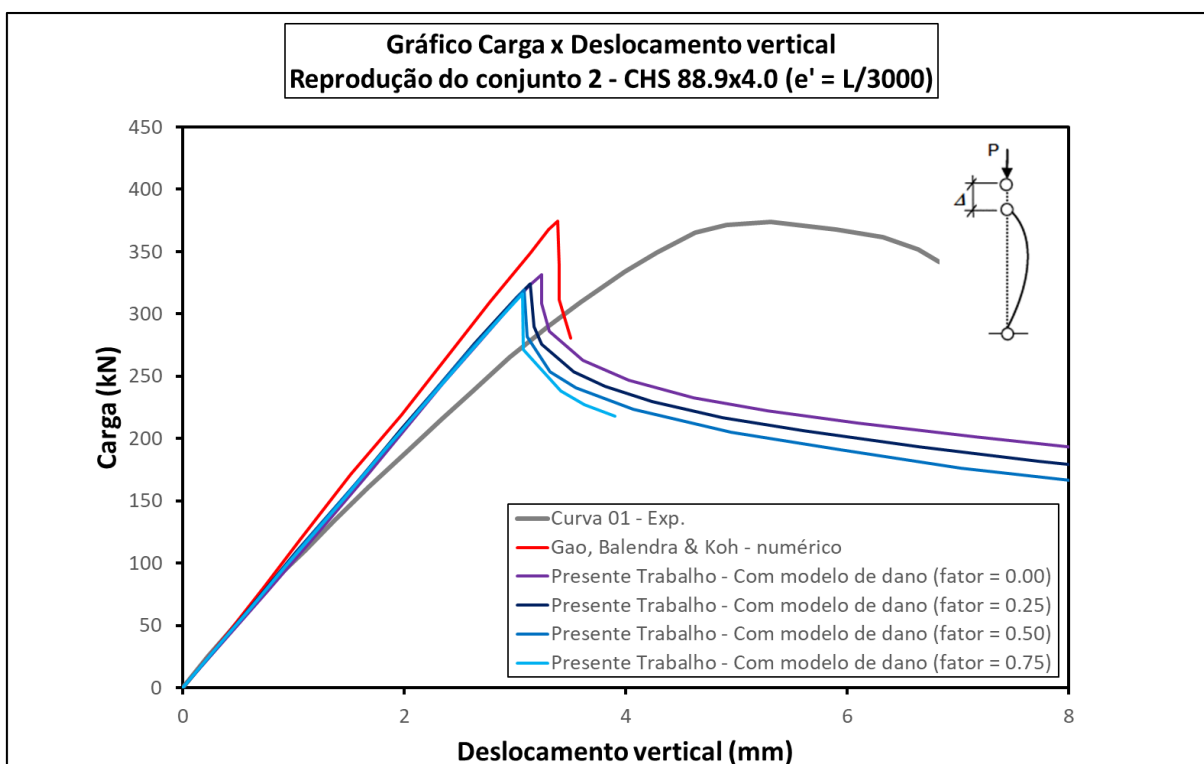
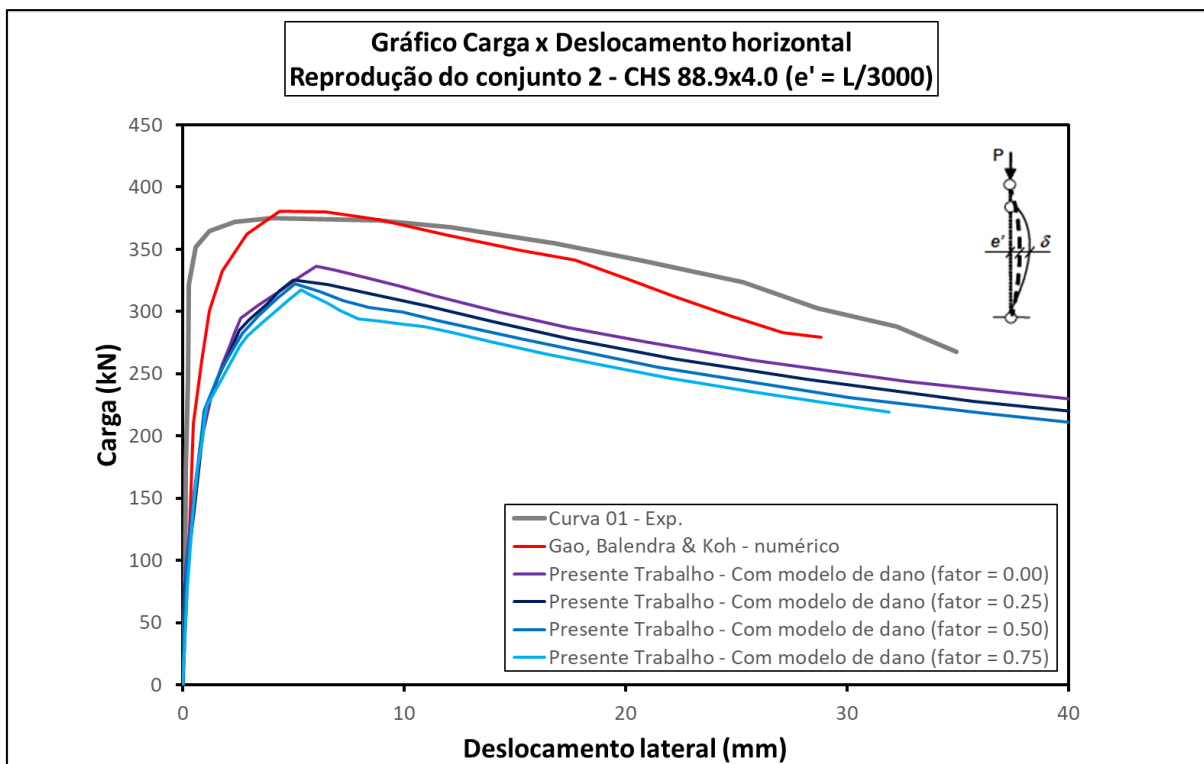


Figura 5.43 - Curva carga x deslocamento horizontal (conjunto 2 - $e' = L/3000$)



5.2.3 Comentários

Na sequência, a Tabela 5.7, apresenta um resumo das cargas últimas de ruptura para os pilares CHS sem reforço:

Tabela 5.7 - Resumo das análises para pilares CHS sem reforço

Conjunto	Curva 01 Exp.	Gao, Balendra e Koh Numérico		Presente Trabalho ($e' = L/1000$)		Presente Trabalho ($e' = L/2000$)		Presente Trabalho ($e' = L/3000$)	
		(kN)	(%)	(kN)	(%)	(kN)	(%)	(kN)	(%)
1	295,0	296,4	0,5	261,8	-11,3	283,8	-3,8	295,0	0,0

Fonte: Do próprio autor

Com a diminuição da imperfeição geométrica inicial é possível visualizar o acréscimo da carga de ruptura dos pilares, chegando a valores próximos do experimental para uma imperfeição da ordem de $L/3000$.

Para os pilares CHS reforçados, os resultados são resumidos na Tabela 5.8, mostrada abaixo:

Tabela 5.8 - Resumo das análises para pilares CHS com reforço

Conjunto	Curva 01 Exp.	Gao, Balendra e Koh Numérico		Presente Trabalho ($e' = L/1000$ & fator = 0,25)		Presente Trabalho ($e' = L/2000$ & fator = 0,25)		Presente Trabalho ($e' = L/3000$ & fator = 0,25)	
		(kN)	(%)	(kN)	(%)	(kN)	(%)	(kN)	(%)
2	373,7	374,5	0,2	282,6	-24,4	305,9	-18,1	324,0	-13,3

Fonte: Do próprio autor

São mostrados apenas os valores de resistência para o fator de dano equivalente a 0,25. Este, foi definido em função dos resultados obtidos para as seções SHS e aqui extrapolados para as seções CHS.

Nota-se que, mesmo para a mínima imperfeição avaliada ($e'=L/3000$), o valor resistente ainda se situa abaixo do valor experimental. Isso pode se dever à imperfeição do corpo de prova ser inferior à estimada, visto que, a mesma não foi mensurada no programa experimental.

6 ANÁLISES PARAMÉTRICAS

Afim de extrapolar os resultados dos modelos desenvolvidos e calibrados, efetuou-se a análise paramétrica, com o objetivo de gerar curvas de resistência para pilares tubulares reforçados com o PRFC.

Inicialmente, foram efetuadas análises sem a consideração de reforço e os resultados foram comparados e calibradas perante as curvas de resistências constantes nas normas brasileiras ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 16239:2013.

Posteriormente, foram desenvolvidas análises considerando taxas de reforço, definidas como a relação entre a espessura do reforço e a do aço da seção transversal, equivalentes a 0,1, 0,2 e 0,3.

Para a realização das análises paramétricas, os materiais e seções dos elementos, foram definidos de forma a se obter o máximo de proximidade à elementos usuais comerciais.

Para o aço, foi considerado como referência as propriedades constantes no catálogo da Vallourec (2018), designada como VMB 300, a qual se baseia na ASTM A500. As seções CHS são obtidas por laminação, enquanto que, as seções SHS são produzidas por conformação a frio a partir da laminação a quente, sendo estes fornecidos com tratamentos térmicos para o alívio de tensões.

Na Tabela 6.1 são apresentadas as propriedades do aço utilizadas nas análises paramétricas:

Tabela 6.1 - Propriedades do aço dos perfis tubulares

Especificação mercadológica	Especificação normativa	Tensão de escoamento f_y (MPa)	Tensão residual f_r (MPa)	Coefficiente de Poisson ν (Adm.)	Módulo elástico E (GPa)	Módulo plástico E_t (GPa)
VMB 300	ASTMA500	300	90	0,3	200	1

Fonte: Do próprio autor

As propriedades inseridas nos modelos numéricos referentes ao PRFC, necessariamente seguiram as mesmas utilizadas no programa experimental de Shaat (2007), que utilizou para o reforço de pilares medianamente esbeltos e esbeltos a tipologia comercial Sika CarboDur H514, ao qual se define como sendo um PRFC de alto módulo.

Os valores dos parâmetros utilizados são apresentados na Tabela 6.2:

Tabela 6.2 - Propriedades do PRFC

Especificação mercadológica	Tensão de ruptura f_u (MPa)	Modulo elástico E (GPa)	Deformação última ϵ_u (‰)	Fator de dano (Adm.)
Sika CarboDur H514	1470	315	4,7	0,25

Fonte: Do próprio autor

Em todas as análises, a imperfeição geométrica inicial foi inserida com valor equivalente a $L/1470$, mesmo valor de calibração da curva de resistência à compressão da ABNT NBR 8800:2008.

Uma descrição mais detalhada das tipologias de seção e índices de esbeltez são abordadas nos tópicos a seguir.

6.1 ANÁLISES PARAMÉTRICAS PARA ELEMENTOS COM SEÇÕES SHS

Com o objetivo de maximizar a confiabilidade dos resultados, para as seções SHS, quatro seções foram avaliadas. Estas, foram definidas de modo a investigar de forma discreta o intervalo das seções compactas, ou seja, que possuem baixo potencial à ocorrência de instabilidade local (vide item 3.4). As seções analisadas são apresentadas na Tabela 6.3:

Tabela 6.3 - Seções SHS parametrizadas

Índice	Seção	b/t	Tipo
1	80x80x5,6	10	Comercial - Vallourec
2	120x120x5,0	20	Comercial - Vallourec
3	220x220x6,4	30	Comercial - Vallourec
4	260x260x6,4	35	Comercial - Vallourec

Fonte: Do próprio autor

Para o desenvolvimento da curva resistente, se faz necessário o comportamento de pilares curtos, medianamente esbeltos e esbeltos. Dessa forma, as análises paramétricas foram efetuadas também levando em consideração a esbeltez global do elemento.

Portando, para os pilares de seções SHS, foram realizados 160 modelos, com variação do índice de reforço, esbeltez local e esbeltez global.

A Tabela 6.4, apresenta um resumo das análises efetuadas:

Tabela 6.4 - Resumo das análises paramétricas para seções SHS

Grupo	Índice de reforço	Seção transversal	Esbeltez local (b/t)	Número de faces reforçadas	Esbeltez global (kL/r)										
					40	45	50	60	80	100	120	140	160	180	
0	$\alpha = 0$ (s/ ref.)	80x80x5,6	10	-	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
		120x120x5,0	20		11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
		220x220x6,4	30		21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
		260x260x6,4	35		31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	
1	$\alpha = 0,1$	80x80x5,6	10	4	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	
		120x120x5,0	20		51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	
		220x220x6,4	30		61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	
		260x260x6,4	35		71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	
2	$\alpha = 0,2$	80x80x5,6	10	4	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	
		120x120x5,0	20		91	92	93	94	95	96	97	98	99	100	
		220x220x6,4	30		101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	
		260x260x6,4	35		111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	
3	$\alpha = 0,3$	80x80x5,6	10	4	121	122	123	124	125	126	127	128	129	130	
		120x120x5,0	20		131	132	133	134	135	136	137	138	139	140	
		220x220x6,4	30		141	142	143	144	145	146	147	148	149	150	
		260x260x6,4	35		151	152	153	154	155	156	157	158	159	160	

Fonte: Do próprio autor

Os valores de 1 a 160 (células de coloração branca e cinza), apresentados na tabela acima, se referem aos índices das análises efetuadas, parametrizado pelas condições linha-coluna. Os resultados das cargas de colapso são apresentados no **Apêndice A**, ao fim deste documento.

6.2 ANÁLISES PARAMÉTRICAS PARA ELEMENTOS COM SEÇÕES CHS

De forma análoga ao efetuado para as seções SHS, o mesmo foi efetuado para as seções CHS. Dentre as seções comerciais, disponibilizadas pela Vallourec (2018), não se obteve uma seção com esbeltez local próximo ao limite ($d/t = 70$), portanto, para este caso específico foi alterada a espessura da mesma, não configurando uma seção comercial (índice 4).

As seções analisadas são apresentadas na Tabela 6.5:

Tabela 6.5 - Seções CHS parametrizadas

Índice	Seção	d/t	Tipo
1	141,3x14,2	10	Comercial - Vallourec
2	168,3x5,6	30	Comercial - Vallourec
3	323,8x6,4	50	Comercial - Vallourec
4	355,6x5,0	70	Não comercial

Fonte: Do próprio autor

Um resumo, das análises paramétricas desenvolvidas para as seções CHS, é apresentado na Tabela 6.6. Os valores de 1 a 160 apresentados na referida tabela, são os índices das análises efetuadas. Os resultados das cargas de colapso são apresentadas no **Apêndice B**.

Tabela 6.6 - Resumo das análises paramétricas para seções CHS

Grupo	Índice de reforço	Seção transversal	Esbeltez local (d/t)	Número de faces reforçadas	Esbeltez global (kL/r)									
					40	45	50	60	80	100	120	140	160	180
0	$\alpha = 0$ (s/ ref.)	141,3x14,2	10	-	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
		168,3x5,6	30		11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
		323,8x6,4	50		21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
		355,6x5,0	70		31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
1	$\alpha = 0,1$	141,3x14,2	10	Todo perímetro	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
		168,3x5,6	30		51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
		323,8x6,4	50		61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
		355,6x5,0	70		71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
2	$\alpha = 0,2$	141,3x14,2	10	Todo perímetro	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
		168,3x5,6	30		91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
		323,8x6,4	50		101	102	103	104	105	106	107	108	109	110
		355,6x5,0	70		111	112	113	114	115	116	117	118	119	120
3	$\alpha = 0,3$	141,3x14,2	10	Todo perímetro	121	122	123	124	125	126	127	128	129	130
		168,3x5,6	30		131	132	133	134	135	136	137	138	139	140
		323,8x6,4	50		141	142	143	144	145	146	147	148	149	150
		355,6x5,0	70		151	152	153	154	155	156	157	158	159	160

Fonte: Do próprio autor

7 RESULTADOS OBTIDOS

Neste item, serão apresentados os resultados e considerações acerca das análises paramétricas efetuadas. Os resultados são apresentados por meio de gráficos, considerando as variáveis *índice de esbeltez reduzido x fator de redução de resistência à compressão*, análogo às curvas de resistência à compressão.

A partir das análises paramétricas foram obtidas nuvens de pontos, e a essas nuvens foram ajustadas curvas, considerando o maior coeficiente de correlação e o menor desvio padrão. Este processo foi auxiliado pelo *software* ORIGIN[®], um pacote completo para a elaboração de gráficos e de análise de dados, que oferece diversos recursos, como o ajuste de equações lineares e não lineares, ferramentas de comparação de dados e de representação gráfica.

As regressões não lineares, foram extrapoladas a partir da expressão constante na ABNT NBR 16239:2013, referente ao fator de redução associado à força axial de compressão resistente, apresentada a seguir:

$$\chi = \frac{1}{(1 + \lambda_0^{4,48})^{1/2,24}} \quad (7.1)$$

A partir da equação de referência, apresentada acima, os ajustes das curvas foram efetuados a partir da definição dos parâmetros “A”, “B” e “C”, que melhor se correlacionam com os resultados paramétricos, obtidos com o auxílio do ORIGIN, conforme equação a seguir:

$$\chi = \frac{A}{(1 + \lambda_0^B)^{1/C}} \quad (7.2)$$

Na sequência são apresentados os resultados para as situações com e sem reforço, para elementos de seção SHS e CHS.

7.1 RESULTADOS DAS ANÁLISES PARAMÉTRICAS PARA ELEMENTOS COM SEÇÕES SHS

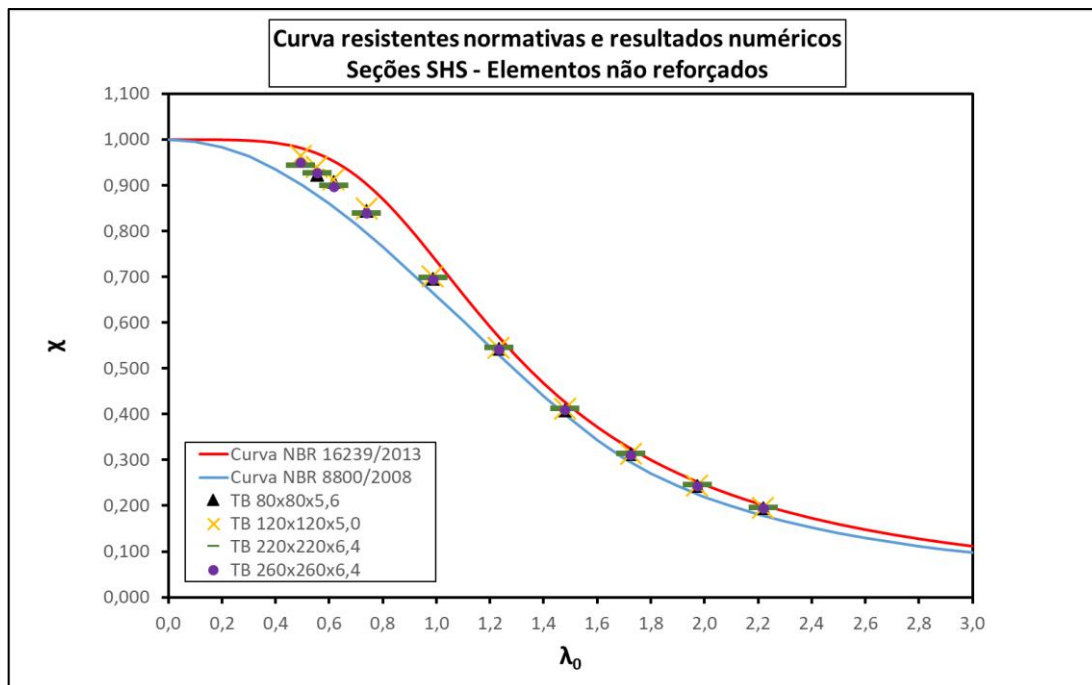
Afim de balizar os resultados, apresenta-se inicialmente a nuvem de pontos e a curva resistente ajustada, para os elementos SHS sem reforço. Estes foram plotados em conjunto com as curvas da ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 16239:2013, para fins de comparação.

Da mesma maneira, na sequência, são apresentados os resultados após a introdução do reforço.

7.1.1 Elementos não reforçados

Na Figura 7.1 é apresentada a nuvem de pontos obtida:

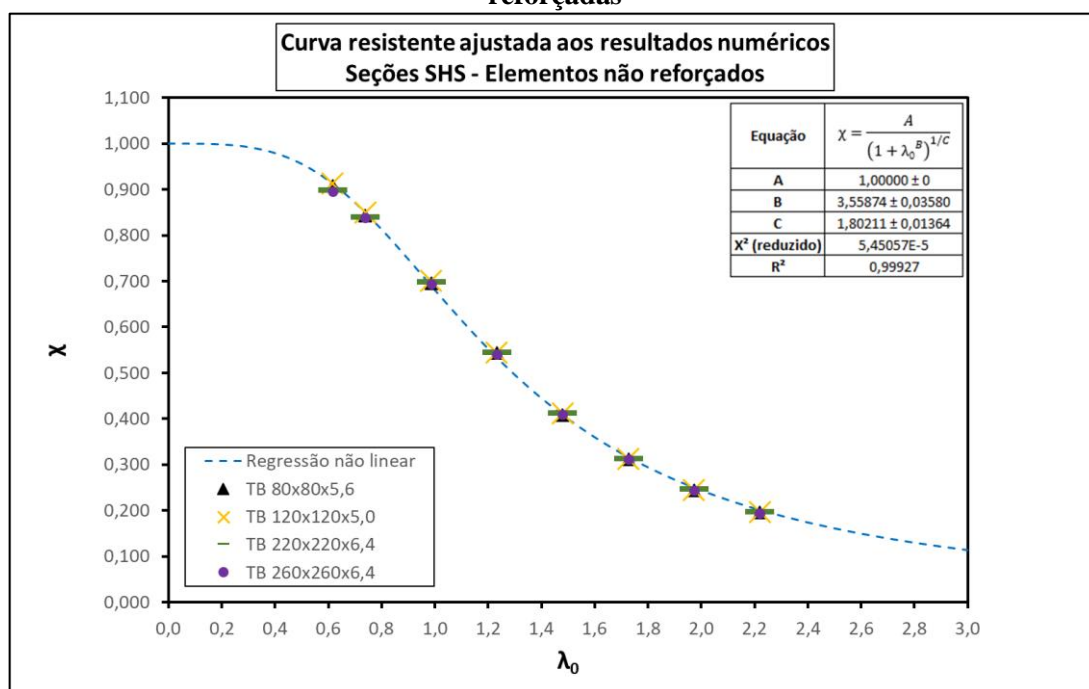
Figura 7.1 - Resultados da análise paramétrica para seções SHS não reforçadas



Fonte: Do próprio autor

A partir da nuvem de pontos, foi efetuada a regressão não linear. Os parâmetros A, B e C que melhor se ajustaram são apresentados na Figura 7.2:

Figura 7.2 - Ajuste de curva aos resultados da análise paramétrica para seções SHS não reforçadas

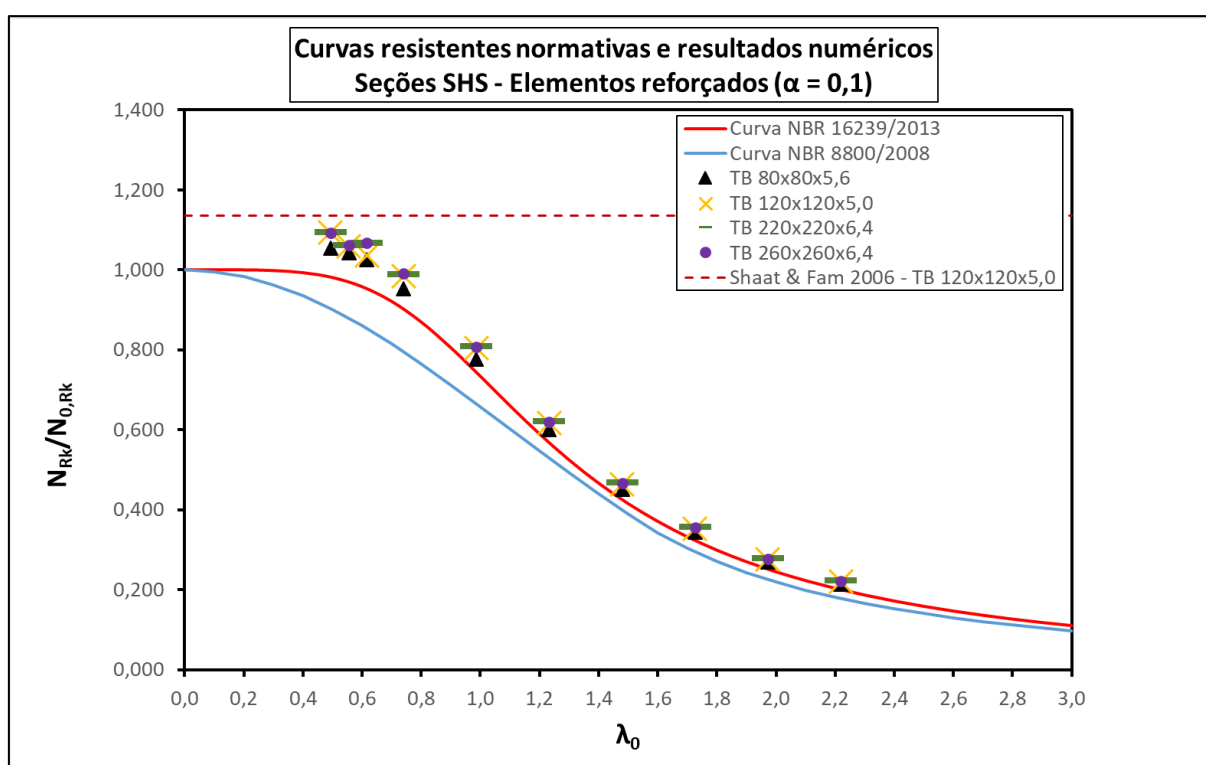


Fonte: Do próprio autor

7.1.2 Elementos reforçados

A seguir, da Figura 7.3 a Figura 7.8, são apresentados os resultados de forma análoga ao efetuado para os elementos não reforçados. No entanto, tendo em vista que χ é um fator de redução, para os elementos reforçados ele será substituído pelo razão entre $N_{Rk}/N_{0,Rk}$, em que N_{Rk} é a força axial de compressão resistente característica do elemento reforçado e $N_{0,Rk}$ é a força axial de compressão resistente característica da seção transversal, sem reforço, para λ_0 igual a 0.

Figura 7.3 - Resultados da análise paramétrica para seções SHS reforçadas ($\alpha = 0,1$)



Fonte: Do próprio autor

Figura 7.4 - Ajuste de curva aos resultados da análise paramétrica para seções SHS reforçadas ($\alpha = 0,1$)

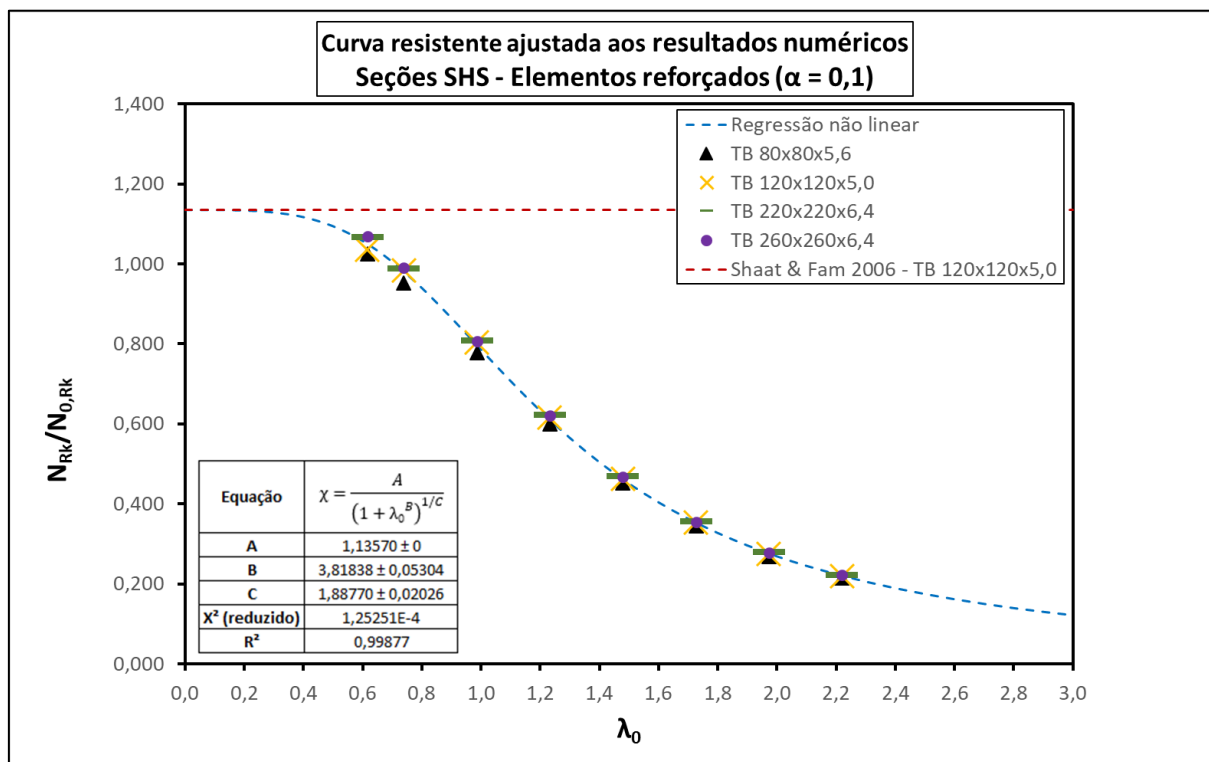


Figura 7.5 - Resultados da análise paramétrica para seções SHS reforçadas ($\alpha = 0,2$)

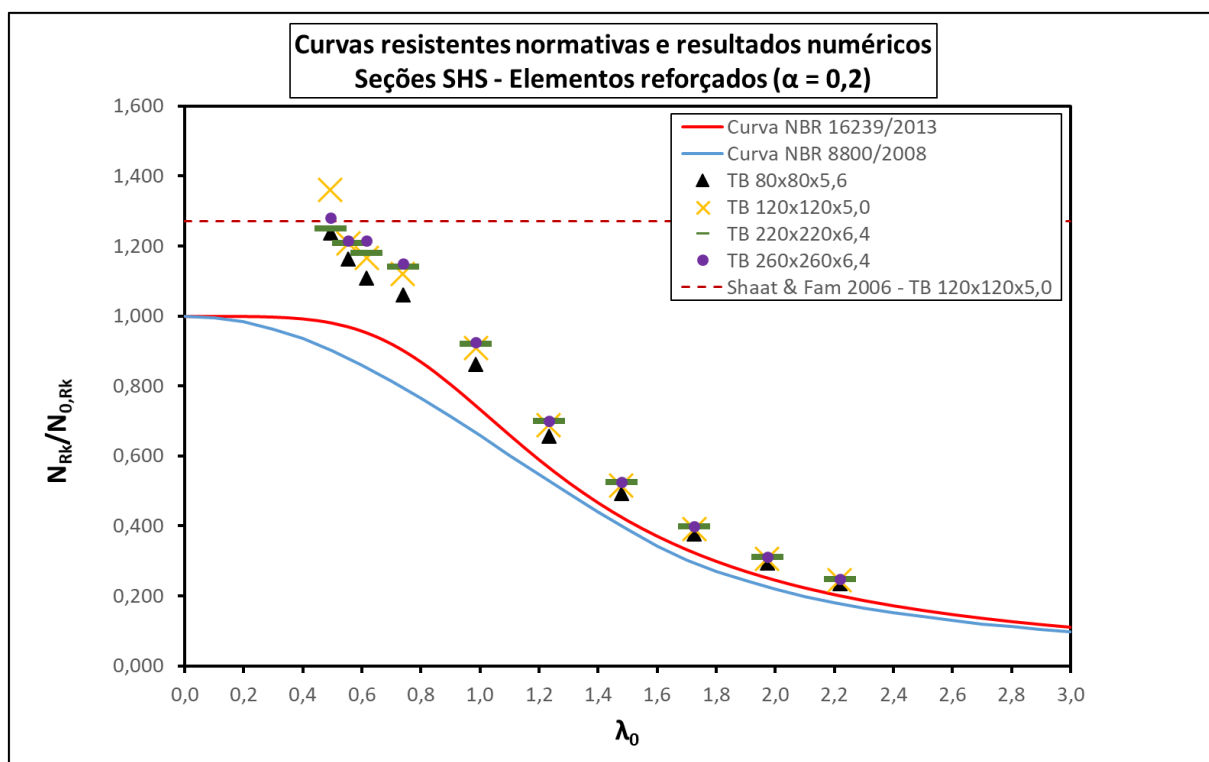


Figura 7.6 - Ajuste de curva aos resultados da análise paramétrica para seções SHS reforçadas ($\alpha = 0,2$)

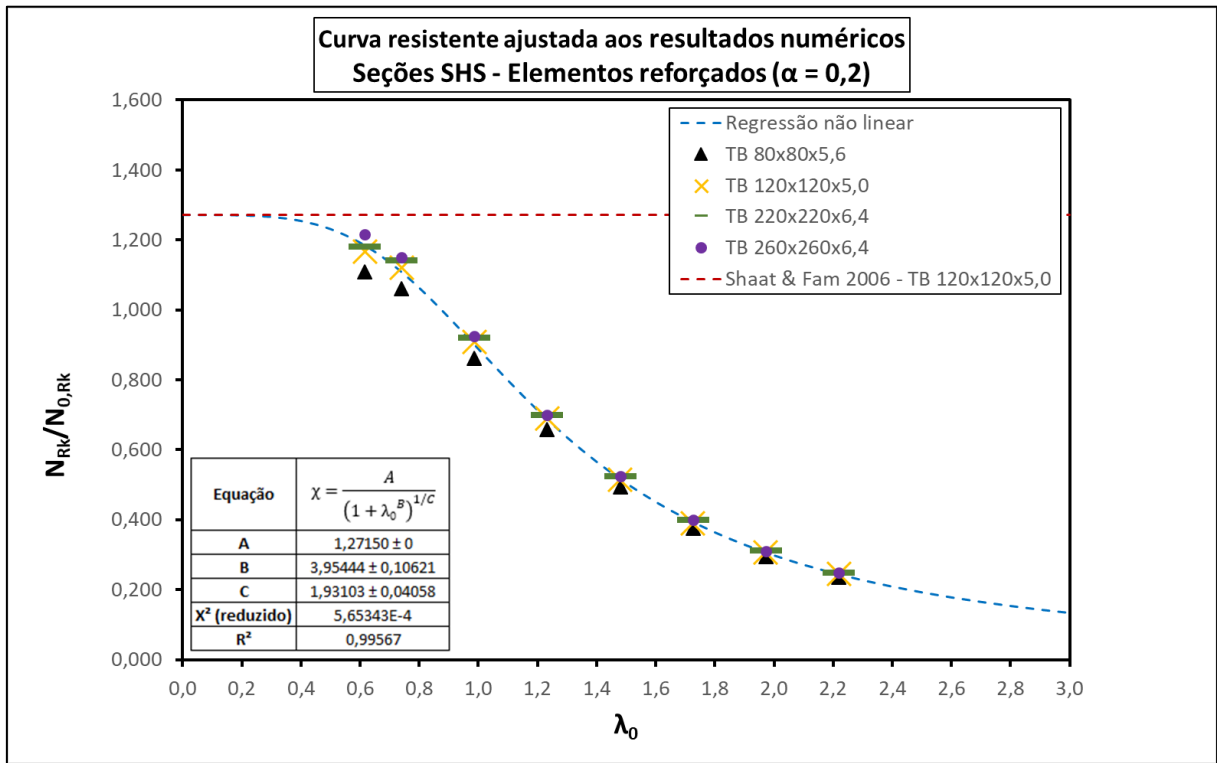


Figura 7.7 - Resultados da análise paramétrica para seções SHS reforçadas ($\alpha = 0,3$)

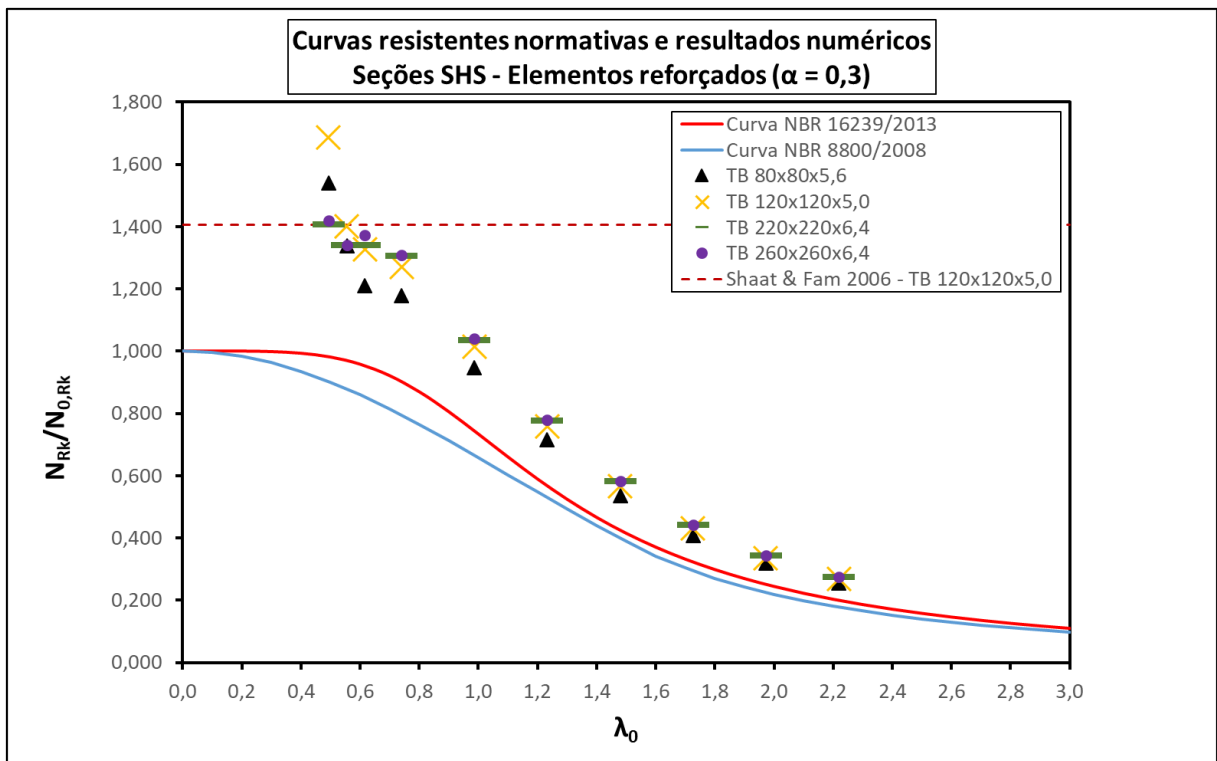
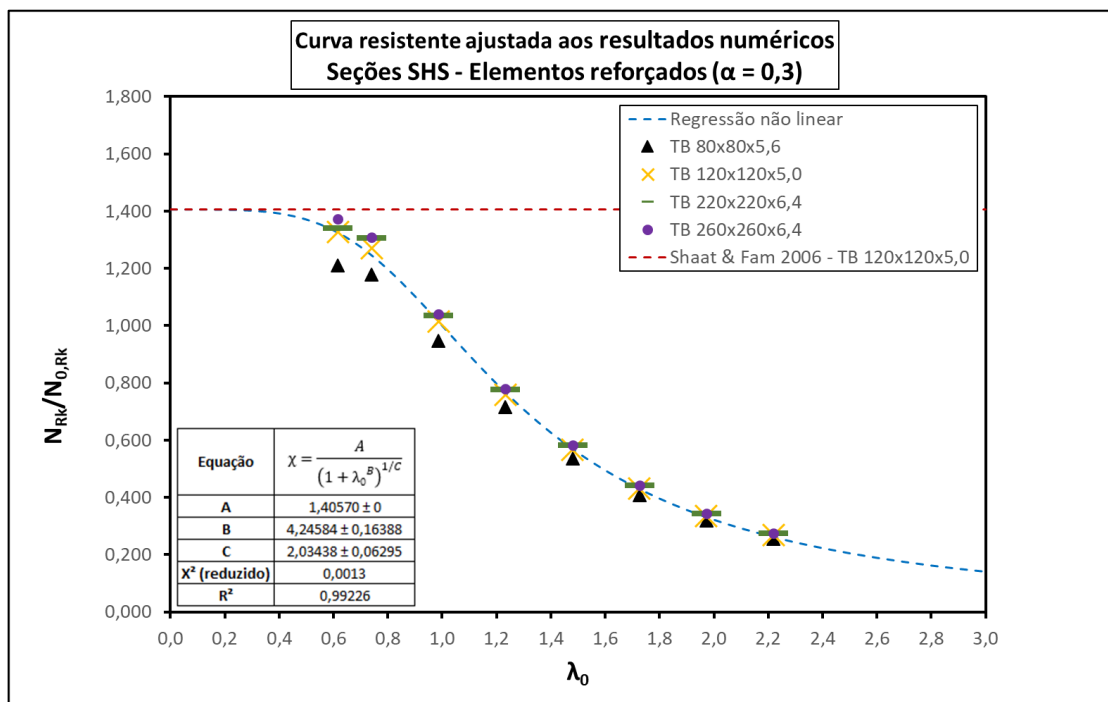


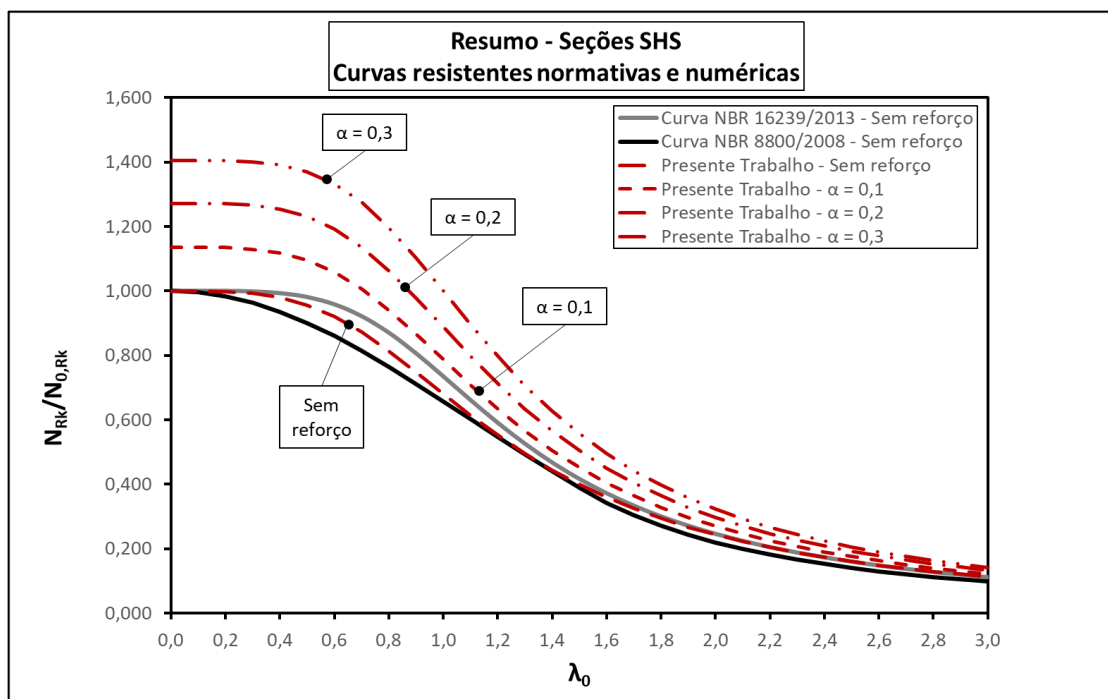
Figura 7.8 - Ajuste de curva aos resultados da análise paramétrica para seções SHS reforçadas ($\alpha = 0,3$)



Fonte: Do próprio autor

Como resumo final, são compiladas e apresentadas simultaneamente na Figura 7.9, as curvas resistentes referentes às situações com índices de reforço iguais a 0,1, 0,2 e 0,3, para seções SHS.

Figura 7.9 - Resumo: Curvas resistentes para seções SHS reforçadas



Fonte: Do próprio autor

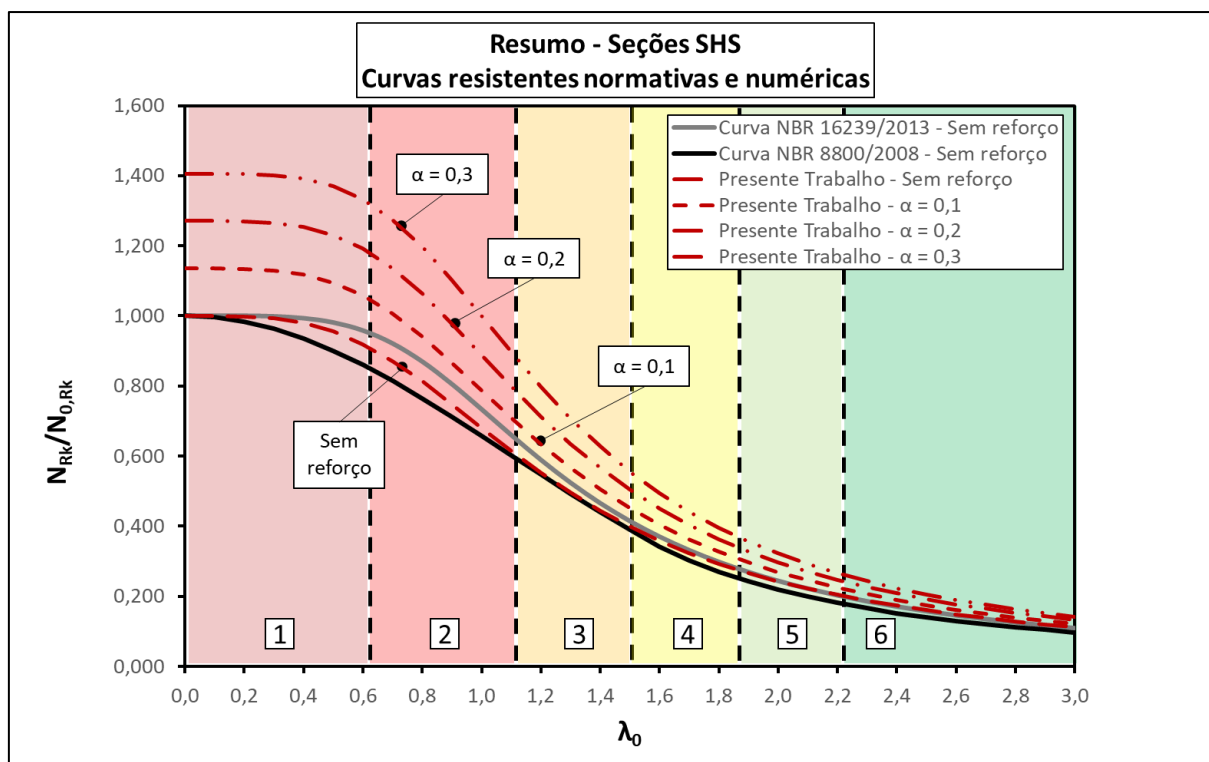
7.1.3 Comentários

Nos resultados obtidos após inserção do reforço, nota-se uma assíntota horizontal (linha tracejada vermelha), a qual se refere a máxima capacidade resistente de um elemento curto reforçado. No caso específico das seções SHS, este parâmetro foi obtido através da metodologia desenvolvida por Shaat e Fam (2006), conforme apresentado no item 3.3.2.1 desta pesquisa. Desta maneira, a assíntota horizontal se mostra como um limite superior aos resultados.

Também para as situações com reforço, notou-se que para índices de esbeltez globais iguais a 40 e 45, para praticamente todas as situações avaliadas, os resultados se mostraram inconsistentes, fugindo da tendência esperada. Este fato se evidencia na análise dos elementos, visto que, o primeiro modo de instabilidade obtido através da análise de autovalor não se define como um modo global de instabilidade. Para índices de esbeltez iguais ou maiores a 50, o primeiro modo se caracteriza como um modo global. Perante este comportamento, para o ajuste da curva, os resultados obtidos através de elementos com esbeltez de 40 e 45 foram desprezados.

Afim de tornar mais clara a observação do ganho de resistência com reforço, é apresentada a Figura 7.10, a qual foi subdividida em 6 intervalos de índices de esbeltez:

Figura 7.10 - Subdivisão das curvas resistentes em trechos para seções SHS



Fonte: Do próprio autor

Na Tabela 7.1, para cada trecho constante na Figura 7.11, são apresentados os ganhos relativos percentuais médios de resistência em função do reforço, em relação à curva numérica sem reforço, a ABNT NBR 8800:2008 e a ABNT NBR 16239:2013, respectivamente.

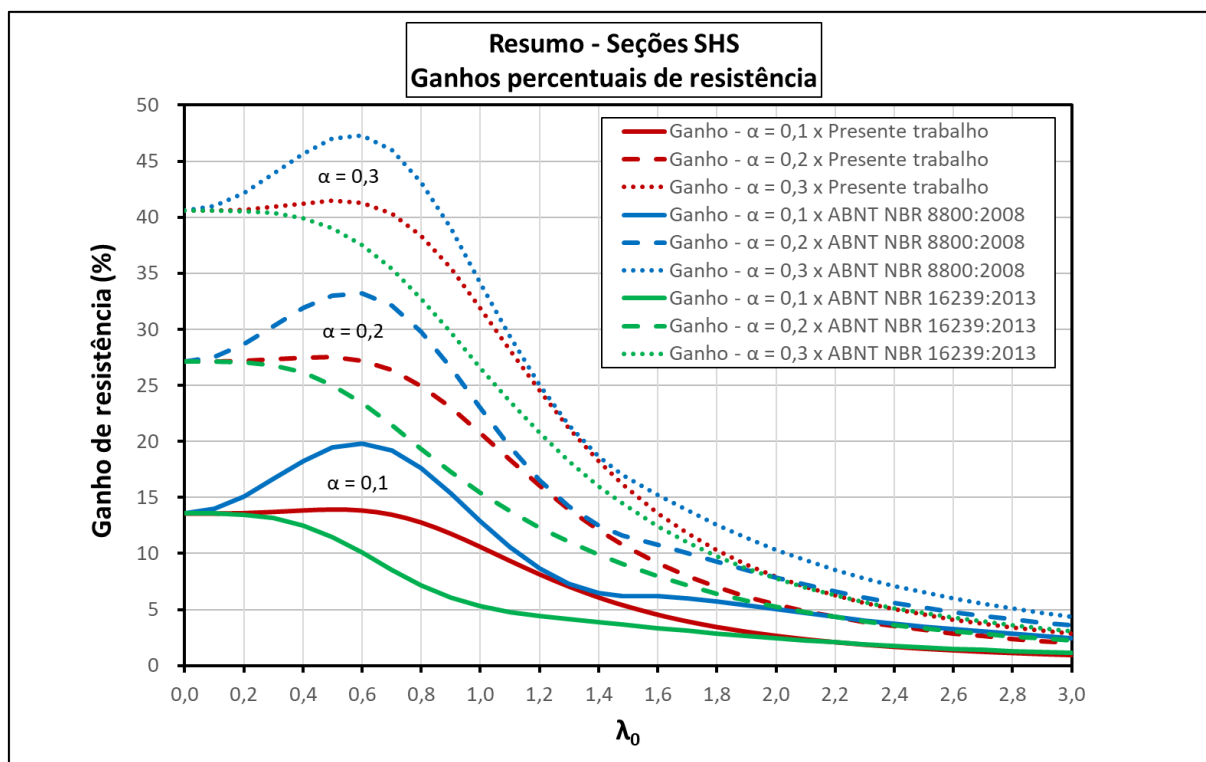
Tabela 7.1 - Ganhos percentuais de resistência em função do reforço para seções SHS

Curvas de referência	Curvas resistentes	Trecho da curva resistente					
		1 ($kL/r \leq 50$)	2 ($50 < kL/r \leq 90$)	3 ($90 < kL/r \leq 120$)	4 ($120 < kL/r \leq 150$)	5 ($150 < kL/r \leq 180$)	6 ($kL/r > 180$)
$\alpha = 0,0$ (presente trabalho)	$\alpha = 0,1$	13,7%	11,9%	7,2%	4,1%	2,5%	1,4%
	$\alpha = 0,2$	27,3%	23,4%	14,2%	8,3%	5,3%	3,0%
	$\alpha = 0,3$	41,0%	35,8%	21,6%	12,3%	7,7%	4,3%
NBR 8800	$\alpha = 0,1$	16,7%	15,9%	7,8%	5,9%	4,9%	3,3%
	$\alpha = 0,2$	30,2%	27,3%	14,8%	10,1%	7,6%	4,9%
	$\alpha = 0,3$	43,9%	39,7%	22,2%	14,1%	10,0%	6,2%
NBR 16239	$\alpha = 0,1$	12,5%	6,9%	4,2%	3,1%	2,4%	1,5%
	$\alpha = 0,2$	26,1%	18,4%	11,2%	7,3%	5,1%	3,1%
	$\alpha = 0,3$	39,7%	30,8%	18,6%	11,3%	7,5%	4,4%

Fonte: Do próprio autor

A Figura 7.11, apresenta a curva de ganho de resistência percentual em termos do índice de esbeltez reduzido do elemento para os três índices de reforço avaliados:

Figura 7.11 - Curvas de ganhos percentuais relativos de resistência para seções SHS



Fonte: Do próprio autor

É notório que, quão menor o índice de esbeltez global do elemento maior é o ganho de resistência, independente do índice de reforço.

7.2 RESULTADOS DAS ANÁLISES PARAMÉTRICAS PARA ELEMENTOS COM SEÇÕES CHS

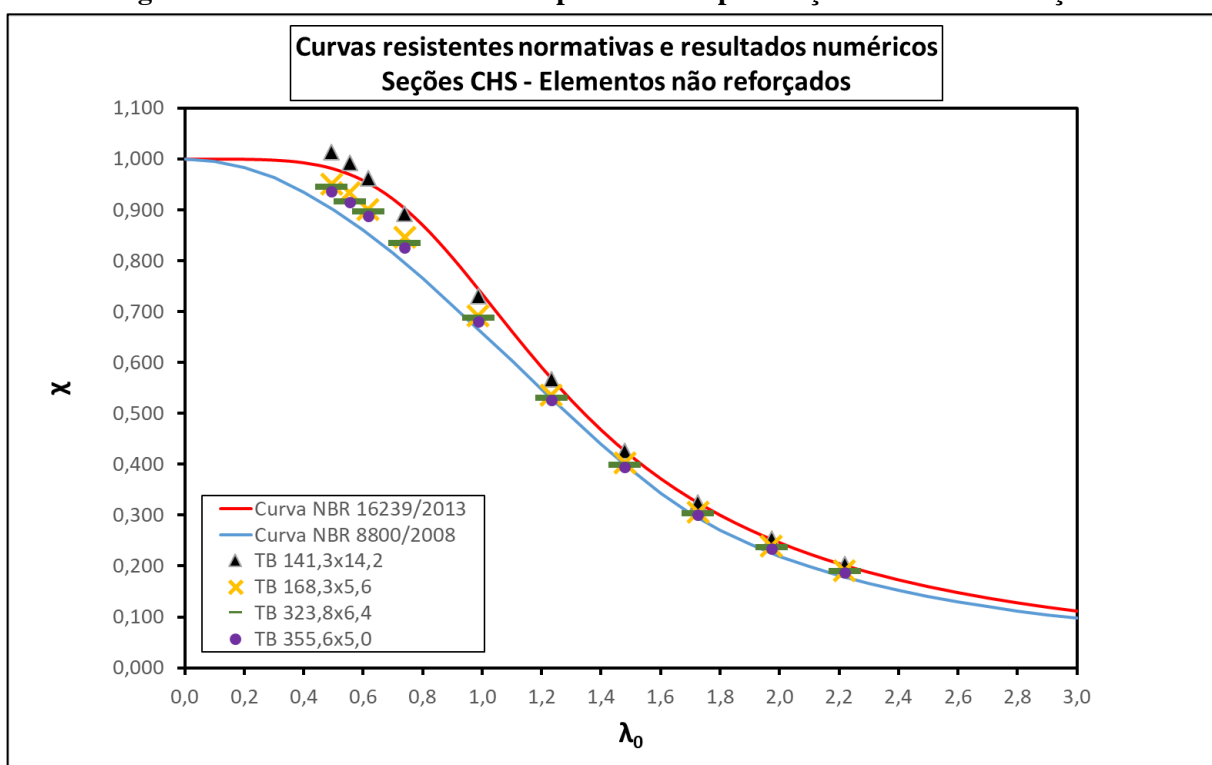
De forma bastante semelhante ao efetuado para as os elementos de seções SHS, inicialmente serão apresentados os gráficos contendo a nuvem de pontos e a curva resistente ajustada, para os elementos CHS sem reforço.

E na sequencia serão apresentados os resultados e comentários acerca dos elementos reforçados.

7.2.1 Elementos não reforçados

Na Figura 7.12 é apresentada a nuvem de pontos obtida:

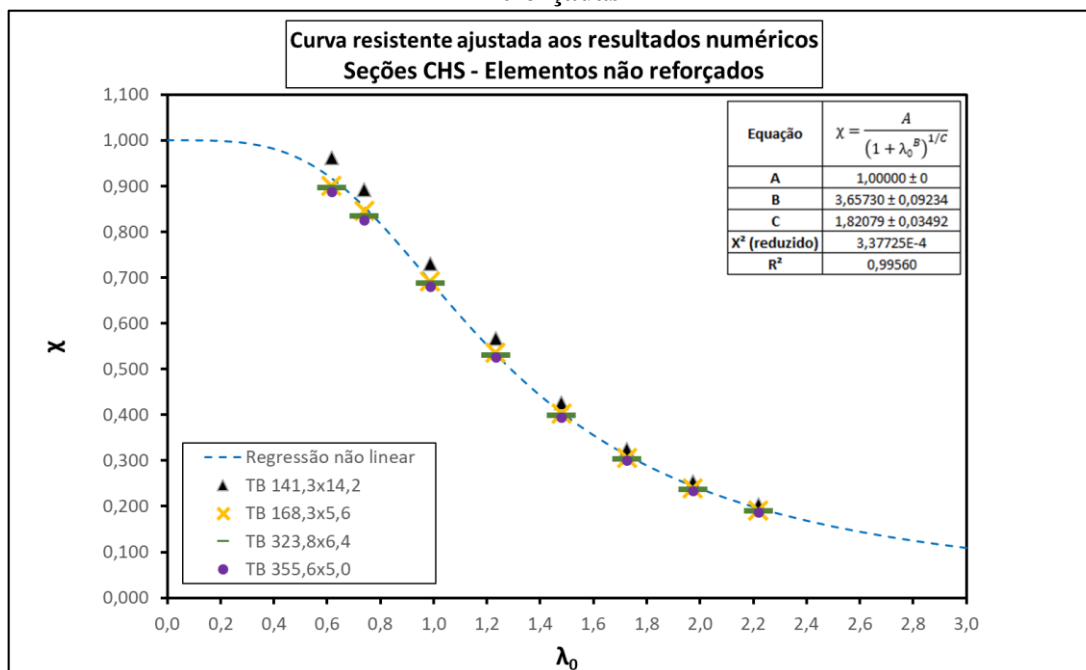
Figura 7.12 - Resultados da análise paramétrica para seções CHS não reforçadas



Fonte: Do próprio autor

Na Figura 7.13 é apresentado a regressão não linear ajustada à nuvem de pontos:

Figura 7.13 - Ajuste de curva aos resultados da análise paramétrica para seções CHS não reforçadas

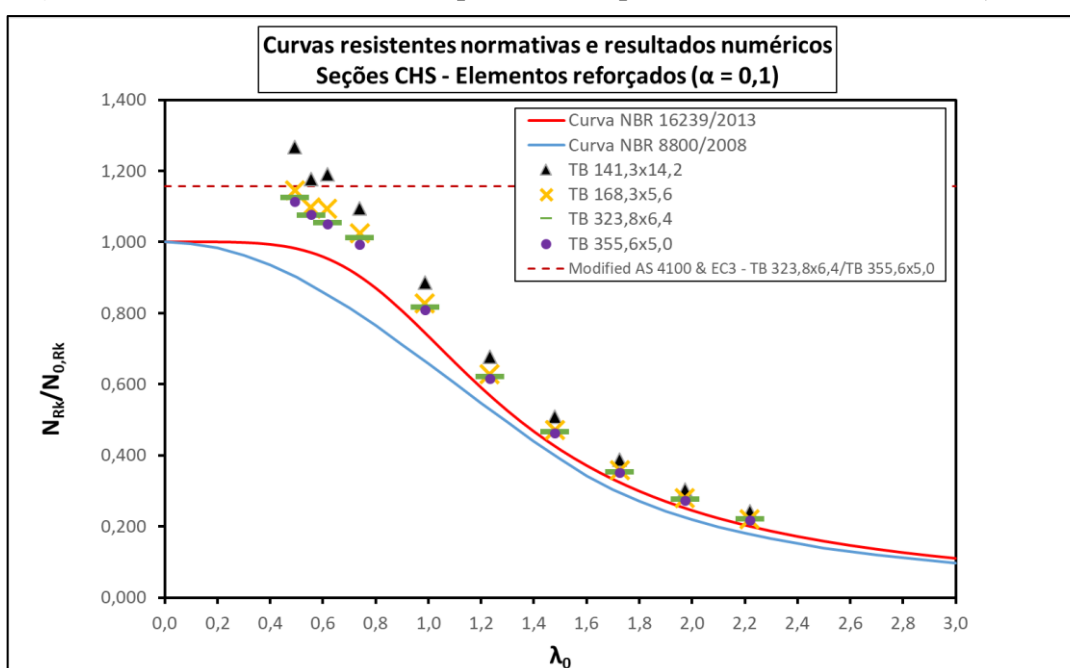


Fonte: Do próprio autor

7.2.2 Elementos reforçados

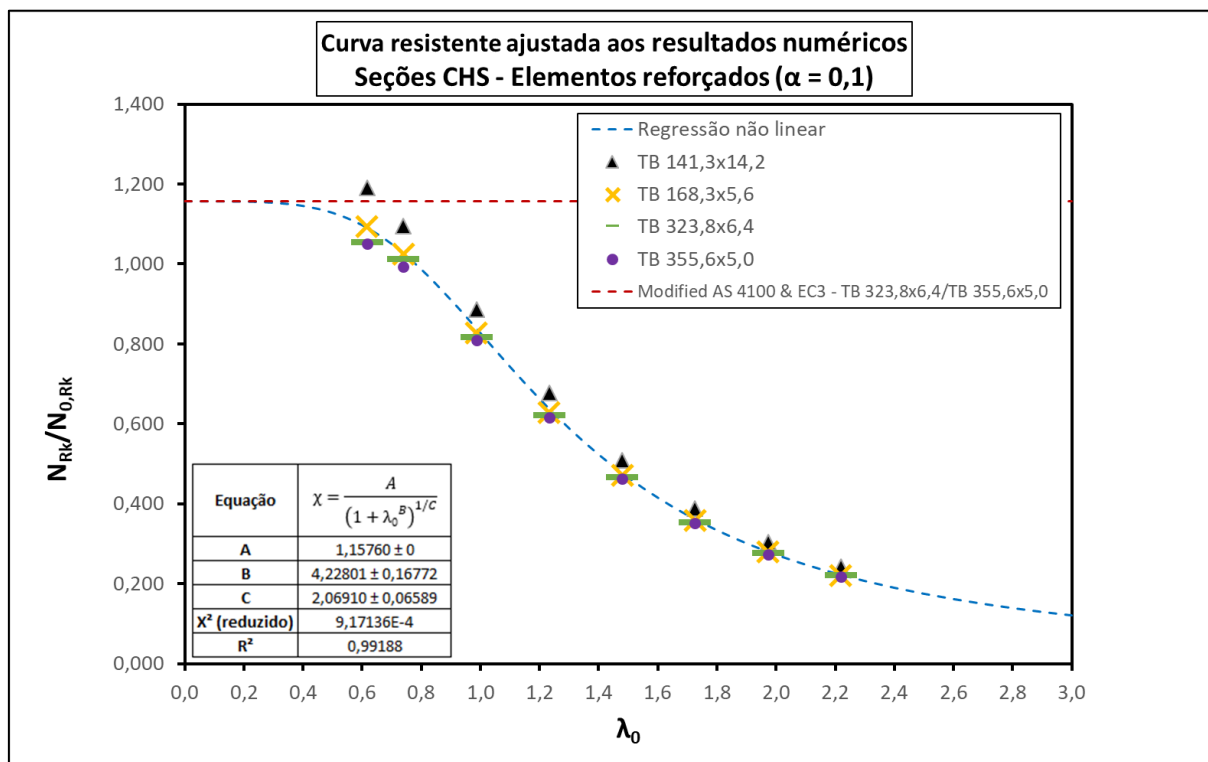
Da mesma que forma que feito para os elementos SHS, da Figura 7.14 a Figura 7.19, são apresentados os resultados elementos reforçados.

Figura 7.14 - Resultados da análise paramétrica para seções CHS reforçadas ($\alpha = 0,1$)



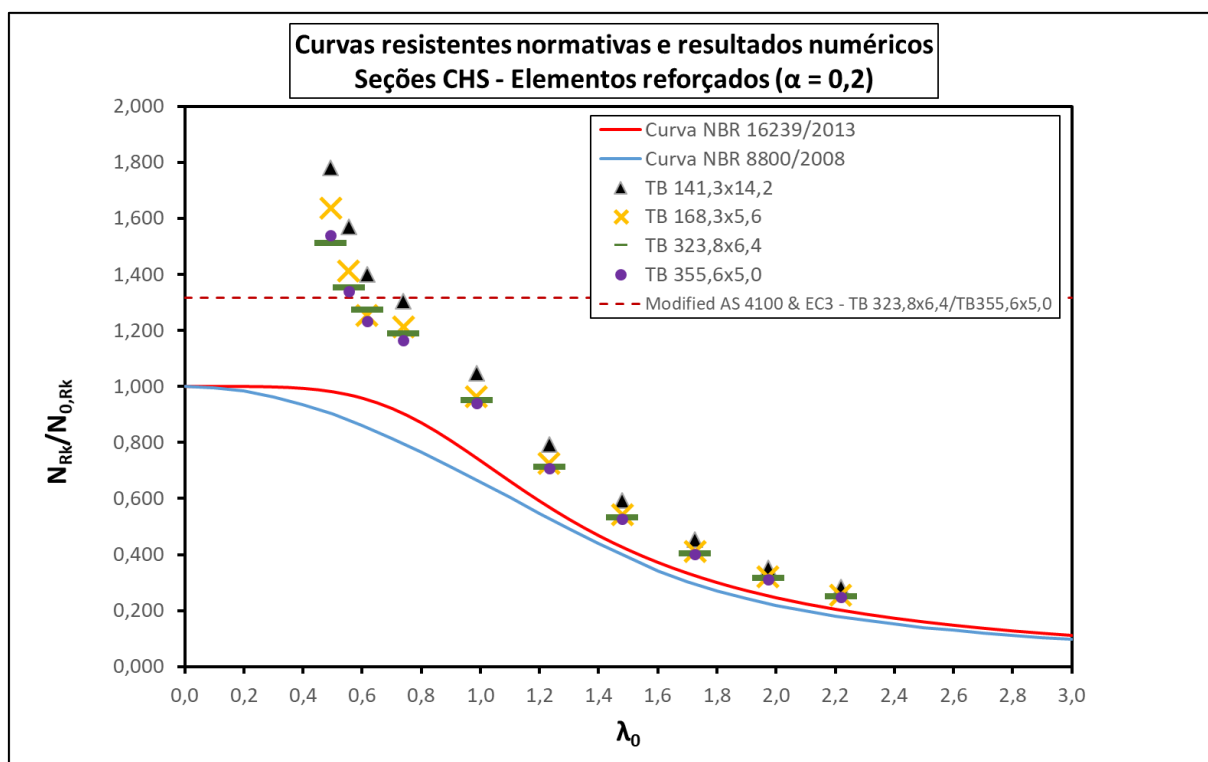
Fonte: Do próprio autor

Figura 7.15 - Ajuste de curva aos resultados da análise paramétrica para seções CHS reforçadas ($\alpha = 0,1$)



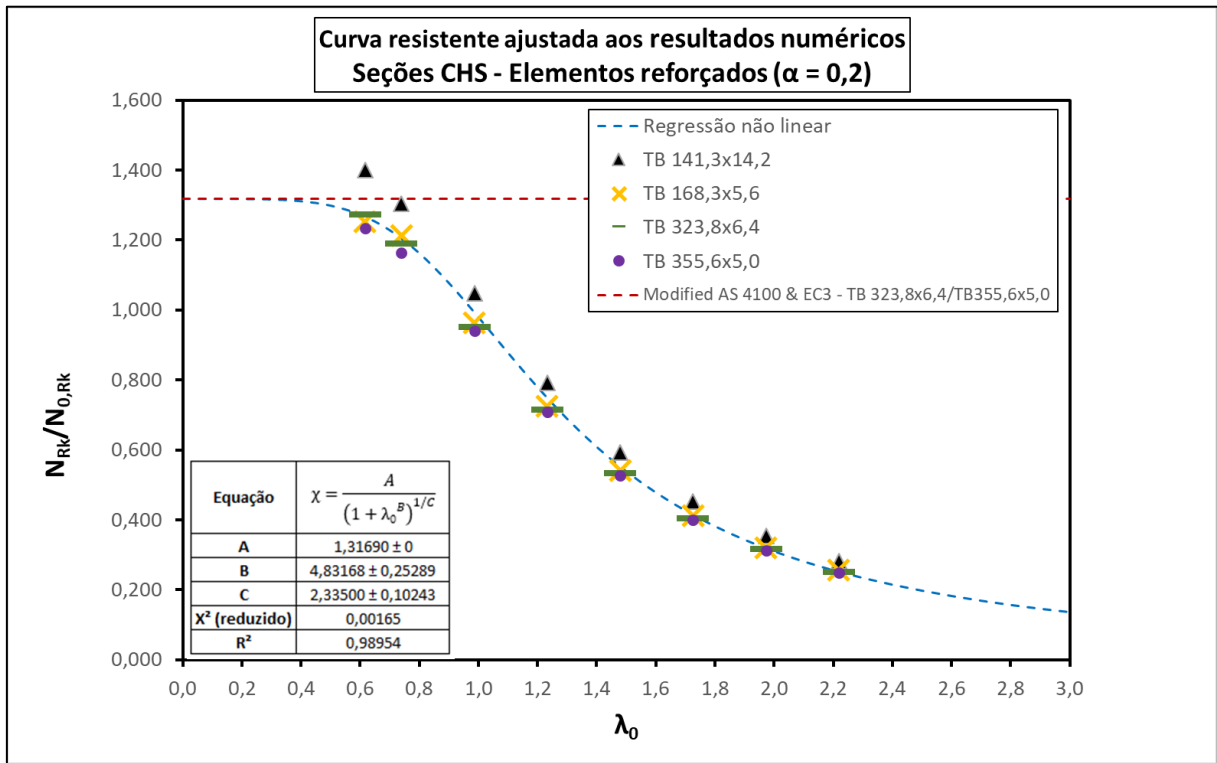
Fonte: Do próprio autor

Figura 7.16 - Resultados da análise paramétrica para seções CHS reforçadas ($\alpha = 0,2$)



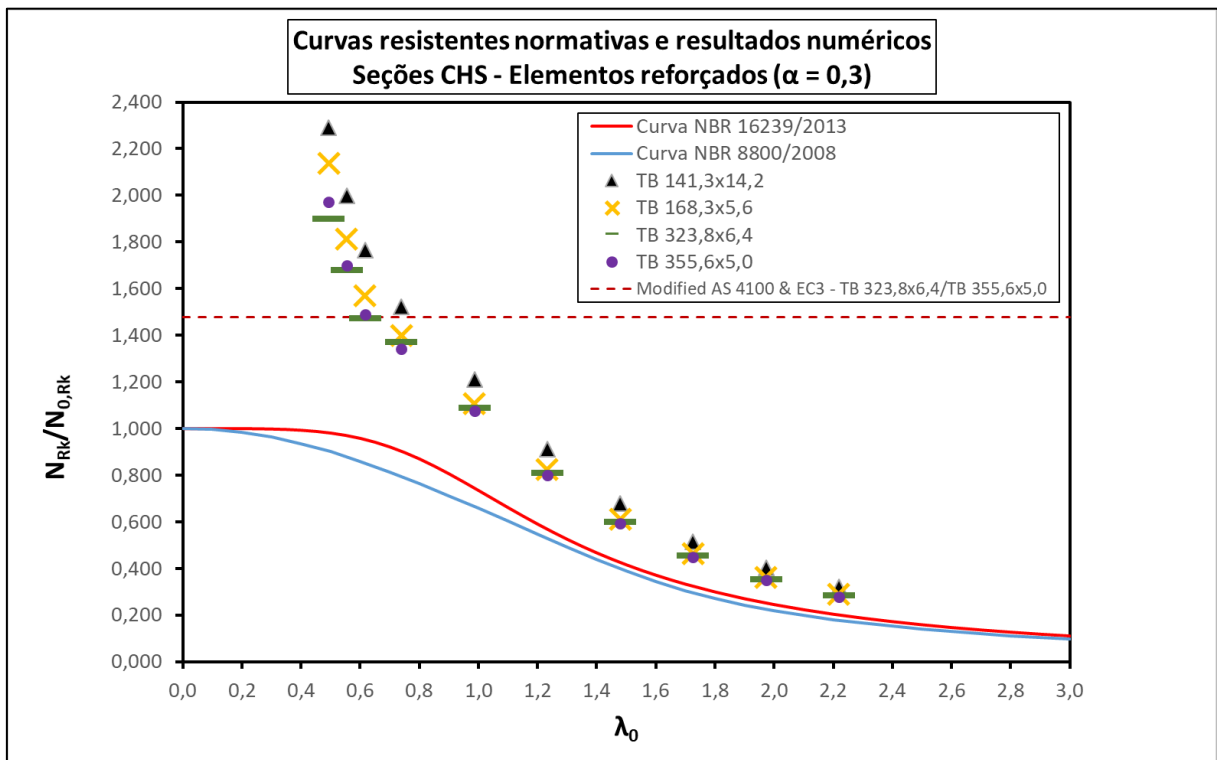
Fonte: Do próprio autor

Figura 7.17 - Ajuste de curva aos resultados da análise paramétrica para seções CHS reforçadas ($\alpha = 0,2$)



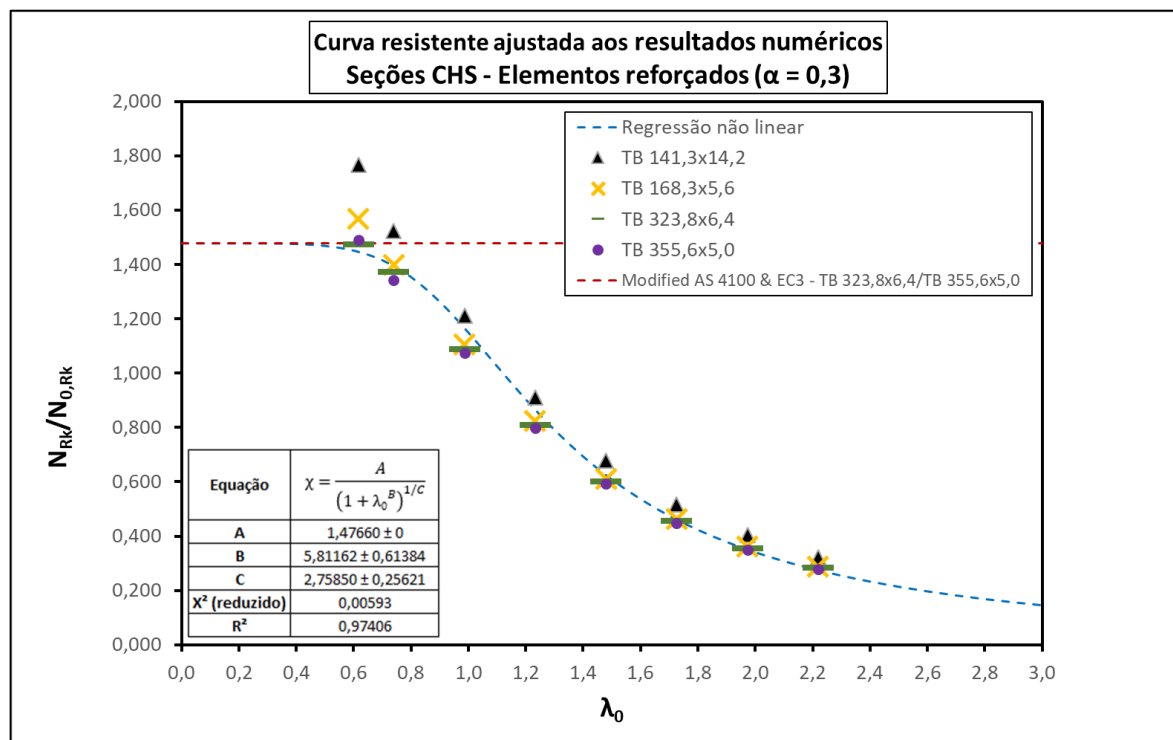
Fonte: Do próprio autor

Figura 7.18 - Resultados da análise paramétrica para seções CHS reforçadas ($\alpha = 0,3$)



Fonte: Do próprio autor

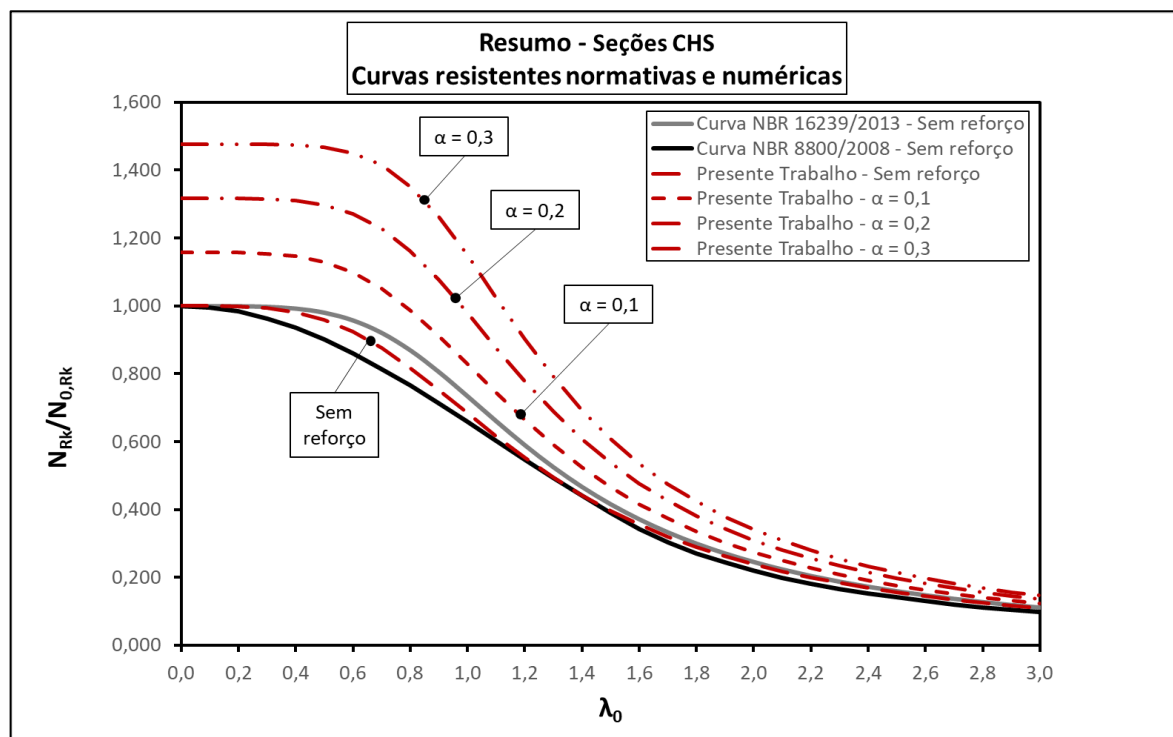
Figura 7.19 - Ajuste de curva aos resultados da análise paramétrica para seções CHS reforçadas ($\alpha = 0,3$)



Fonte: Do próprio autor

Resumidamente, para as seções CHS, são apresentadas as curvas resistentes referentes às situações com índices de reforço iguais a 0,1, 0,2 e 0,3, na Figura 7.20.

Figura 7.20 - Resumo: Curvas resistentes para seções CHS reforçadas



Fonte: Do próprio autor

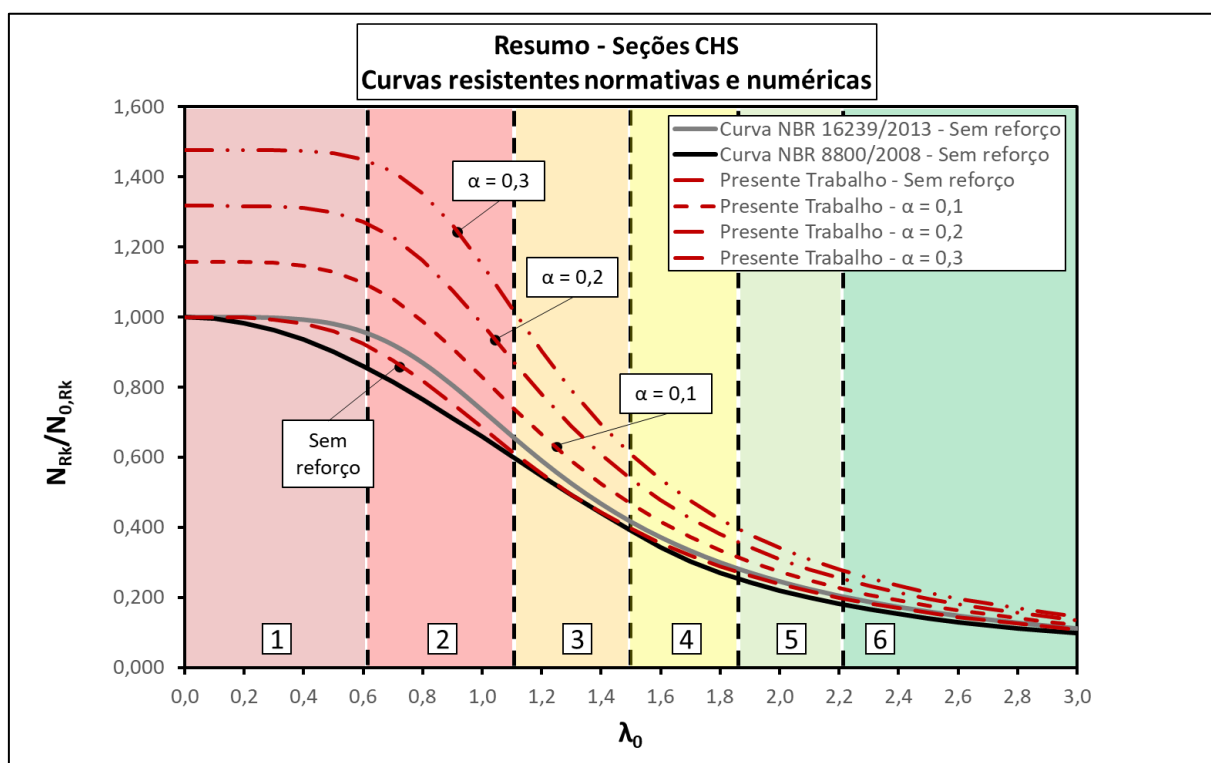
7.2.3 Comentários

Para o caso das seções CHS, as assíntotas horizontais referentes à capacidade resistente de seções curtas reforçadas, foram obtidas através da metodologia apresentada por Haedir e Zhao (2011), conforme apresentado nos itens 3.3.1.1 e 3.3.1.2 desta pesquisa.

A avaliação do comportamento dos elementos reforçados perante a variação no índice de esbeltez global apresentou um comportamento de extrema semelhança aos elementos de seção SHS. De forma análoga, para o ajuste das curvas às nuvens de pontos, os resultados inerentes aos índices de esbeltez equivalentes à 40 e 45 foram desconsiderados.

A seguir, na Figura 7.21, são apresentados os ganhos de resistência, subdivididos em 6 intervalos de índices de esbeltez:

Figura 7.21 - Subdivisão das curvas resistentes em trechos para seções CHS



Fonte: Do próprio autor

De maneira análoga à Tabela 7.1, é apresentada a Tabela 7.2, apresentando os ganhos percentuais de resistência para cada trecho:

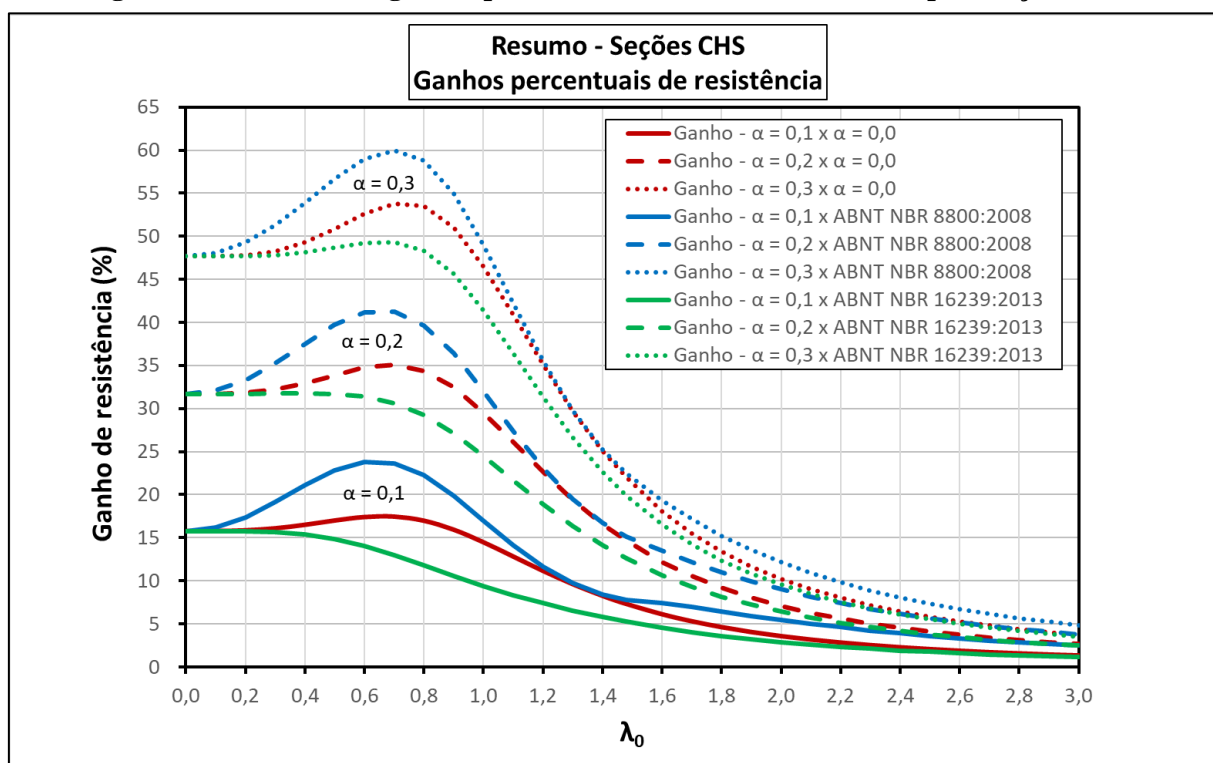
Tabela 7.2 - Ganhos percentuais de resistência em função do reforço para seções CHS

Curvas de referência	Curvas resistentes	Trecho da curva resistente					
		1 ($kL/r \leq 50$)	2 ($50 < kL/r \leq 90$)	3 ($90 < kL/r \leq 120$)	4 ($120 < kL/r \leq 150$)	5 ($150 < kL/r \leq 180$)	6 ($kL/r > 180$)
$\alpha = 0,0$ (presente trabalho)	$\alpha = 0,1$	13,7%	11,9%	7,2%	4,1%	2,5%	1,4%
	$\alpha = 0,2$	27,3%	23,4%	14,2%	8,3%	5,3%	3,0%
	$\alpha = 0,3$	41,0%	35,8%	21,6%	12,3%	7,7%	4,3%
NBR 8800	$\alpha = 0,1$	16,7%	15,9%	7,8%	5,9%	4,9%	3,3%
	$\alpha = 0,2$	30,2%	27,3%	14,8%	10,1%	7,6%	4,9%
	$\alpha = 0,3$	43,9%	39,7%	22,2%	14,1%	10,0%	6,2%
NBR 16239	$\alpha = 0,1$	12,5%	6,9%	4,2%	3,1%	2,4%	1,5%
	$\alpha = 0,2$	26,1%	18,4%	11,2%	7,3%	5,1%	3,1%
	$\alpha = 0,3$	39,7%	30,8%	18,6%	11,3%	7,5%	4,4%

Fonte: Do próprio autor

A Figura 7.22, apresenta a curva de ganho de resistência percentual em termos do índice de esbelteza reduzido do elemento para os três índices de reforço avaliados:

Figura 7.22 - Curvas de ganhos percentuais relativos de resistência para seções CHS



Fonte: Do próprio autor

As mesmas observações efetuadas para o reforço de seções SHS aqui também se aplicam. Observa-se ainda que o reforço de seções CHS apresentam ganhos de resistência um pouco superiores aos das seções SHS.

8 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A seguir, são apresentadas as considerações e conclusões a respeito dos resultados e do comportamento de pilares de aço tubulares reforçados com PRFC. Esta pesquisa demonstrou a viabilidade desta técnica e os resultados apresentados contribuem para que os engenheiros possam tomar melhores decisões perante o reforço de estruturas de aço frente a opção de reforço de pilares tubulares com PRFC.

São apresentadas também proposições para trabalhos futuros, afim de gerar um maior domínio e disseminação desta técnica de reforço.

8.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS E CONCLUSÕES

Para a concretização deste trabalho, foi desenvolvido um modelo numérico, através do MEF e este calibrado por comparação direta a resultados experimentais constantes nas pesquisas de Shaat (2007), para a seções SHS e Gao, Balendra e Koh (2013) para as seções CHS. Ratificada sua validade, foi efetuada uma análise paramétrica afim de verificar o comportamento em função dos índices de esbeltez global e local e taxa de reforço.

A técnica de reforço de pilares tubulares com PRFC se apresenta como uma técnica viável e promissora, porém ainda com uma baixa aplicação mercadológica, em função do pouco conhecimento e difusão.

Os resultados demonstraram que o reforço com PRFC, em ambas as seções avaliadas, possibilitou ganhos de resistência e rigidez, confirmando as mesmas hipóteses existentes nas pesquisas de Shaat (2007) e Gao, Balendra e Koh (2013).

A capacidade resistente do elemento é influenciada diretamente pela intensidade das imperfeições geométricas iniciais, quando este possui uma falha essencialmente por instabilidade global. Em termos gerais, quanto maior a imperfeição, menor é a capacidade resistente do elemento, seja ele reforçado ou não. Notou-se que ainda existe uma grande discussão acerca dos valores que possam representar satisfatoriamente as imperfeições reais dos elementos, que evidencia a necessidade de mais estudos para o caso de perfis tubulares.

Observou-se pequena influência das tensões residuais no comportamento de pilares medianamente esbeltos e esbeltos ($kL/r > 50$). Porém, para elementos com índices de esbeltez inferiores a 50, reforçados ou não, a influência das tensões residuais nos resultados carece de estudo.

Para pilares com índices de esbeltez medianos a baixos, a falha ocorre geralmente por um descolamento da fibra ou devido a uma instabilidade localizada, sendo possível ainda a

ocorrência simultânea de ambos, o que diverge do modo de falha usual em pilares esbeltos, onde ocorre uma instabilidade global seguida de instabilidade localizada da chapa e esmagamento do PRFC. Esses diferentes comportamentos também foram observados nos modelos numéricos desenvolvidos, em função do índice de esbeltez global. Portanto, o ganho de resistência de elementos com o reforço em PRFC, depende diretamente do modo de falha do elemento, tanto para seções SHS como CHS.

A preparação da superfície para o recebimento do polímero é imprescindível para o comportamento do reforço. Falhas prematuras se devem a má aderência entre o reforço e o elemento reforçado, caracterizado ainda por ser uma falha abrupta.

Perante a tipologia do PRFC, quanto maior o módulo de elasticidade do mesmo mais eficiente ele será como reforço, pois maior seria a diferença em relação ao módulo do aço, aumentando o seu aproveitamento.

Perante as análises paramétricas efetuadas, é possível concluir acerca de cada parâmetro avaliado:

1. Índice de esbeltez global (kL/r)

Foram efetuadas análises para elementos reforçados com índice de esbeltez global superior a 40. Porém observou-se que, para valores menores que 50, o modo de falha do elemento não correspondeu ao modo de instabilidade global, o que limitaria a validade do modelo numérico desenvolvido e, portanto, os resultados para os índices de 40 e 45 foram descartados. Para seções extremamente curtas ($kL/r < 5$), foram utilizadas metodologias analíticas para a obtenção da capacidade resistente.

Como resumo, quanto menor for o índice de esbeltez global do elemento, maior é a eficiência do reforço, alcançando neste trabalho a ganhos da ordem de até 40% para seções SHS e CHS de índice de esbeltez equivalente a 5, com taxa de reforço equivalente a 0,3. Para elementos esbeltos, o ganho diminui com o aumento da esbeltez. Para um índice de esbeltez igual a 180 e taxa de reforço igual a 0,3 o ganho de resistência é de apenas da ordem de 4%, limitando ou mesmo inviabilizando a sua.

Usualmente, os índices de esbeltez globais ficam dentro da faixa de 50 a 120. Considerando uma taxa de reforço igual a 0,3 e para a faixa de esbeltez entre 50 e 90, o ganho pode ser significativo, chegando a valores da ordem de 30%. Para a faixa de esbeltez de 90 a 120 tem-se um ganho médio em torno de 20%.

2. Índice de esbeltez local (b/t para SHS e d/t para CHS)

Foram analisadas 4 seções transversais comerciais quadradas e 4 circulares, porém todas se enquadram como seções compactas, ou seja, relação $b/t \leq 35$ para as seções SHS e $d/t \leq 70$ para as CHS.

O comportamento perante o índice de esbeltez local se mostrou muito semelhante, não apresentando falhas por instabilidade local. A capacidade resistente de elementos com diferentes índices de esbeltez local, porém com mesma esbeltez global, não apresentaram diferenças significativas.

3. Taxa de reforço (α)

A análise perante diferentes taxas de reforço mostrou o aumento da capacidade resistente em função do aumento da taxa de reforço empregada. Porém esses ganhos vão se reduzindo a medida que a esbeltez aumenta. A diferença entre esses ganhos é de pouco mais de 4% ao se dobrar a taxa de reforço inicial empregada, para a faixa de esbeltez entre 120 e 150, indicando o índice de esbeltez igual a 120 como um limitante para aplicação dessa técnica de reforço.

8.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

No cenário nacional, as pesquisas inerentes ao reforço de estruturas de aço com PRFC, mais especificamente de pilares, são inexistentes. A seguir, são apresentados alguns tópicos importantes a serem investigados em pesquisas futuras, envolvendo o reforço de pilares de aço:

1. Estudo do comportamento de pilares de aço tubulares, com índices de esbeltez global dentro do intervalo de 5 a 50, reforçados com PRFC;
2. Estudo do comportamento de pilares de aço tubulares, de seções não compactas (relação $b/t > 50$ para seções SHS e $d/t > 70$ para seções CHS), reforçados com PRFC;
3. Implementar modelo numérico com modo de falha por descolamento do PRFC;
4. Proposição de metodologia analítica para estimar a capacidade resistente de pilares tubulares de aço reforçados com PRFC;
5. Estender o estudo do reforço com PRFC para pilares de aço a outros tipos de perfis, como o H, U ou seções compostas ou mesmo o estudo de pilares mistos de perfis tubulares preenchidos com concreto e reforçados com PRFC;
6. Avaliar o comportamento de perfis tubulares reforçados com PRFC submetidos à outras situações de solicitações, como a flexão composta e flexão composta e oblíqua;

7. Estudo da influência da preparação da superfície para a eficiência do reforço e controle do descolamento do PRFC. Neste caso em específico, seria importante a realização de ensaios experimentais;

Acredita-se que o aprofundamento do tema seja essencial para um pleno entendimento sobre o comportamento de pilares de aço reforçados com PRFC.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ARAÚJO, A. H. M. et al. **Projeto, fabricação e montagem de estruturas de perfis tubulares**. IV Seminario Internacional do uso de estruturas metálicas na construção civil. São Paulo, 2001.
- ARAÚJO, A. H. M. et al. **Projeto de estruturas de edificações com perfis tubulares de aço**. Editora Rona Ltda. Belo Horizonte, 2016.
- ARAÚJO, L. A. **Manual da Siderurgia**. São Paulo: Arte & Ciência. Volume 1, 1997.
- ASCIONE, L.; COLOMBI, P.; Di TOMMASO, A. **Guidelines for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures**. Roma : Metallic structures - National Research Council, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16239**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios com perfis tubulares. Rio de Janeiro, 2013.
- BAMBACH, M. R.; JAMA, H. H.; ELCHALAKANI, M. **Axial capacity and design of thin-walled steel SHS strengthened with CFRP**. ELSEVIER. Science Direct. Thin-Walled Structures, 2008.
- BAMBACH, M. R.; ELCHALAKANI, M.; ZHAO, X. L. **Composite steel-CFRP SHS tubes under axial impact**. Composite Structures, 87(3), 282–292, 2009.
- BJORHOVDE, R. **Strength and behavior of cold-formed H.S.S. columns**. University of Alberta. Alberta. Canadá, 1977.
- CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. Cold formed steel structural members. **CAN/CSA-S136-94**. Rexdale. Ontário, 1994.
- CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. Steel structures for buildings – limit states design. **CAN/CSA-S16-1**. Rexdale. Ontário, 2003.

CHAMBERLAIN, Z.; FICANHA, R.; FABEANE, R. **Projeto e Cálculo de Estruturas de Aço - Edifício Industrial Detalhado**. Rio de Janeiro: ELSEVIER, 2013.

CHODRAIU, G. M. B. **Análise teórica e experimental de perfis de aço formados a frio submetidos à compressão**. Tese de doutorado. São Carlos. São Paulo. Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos, 2006.

CRISFIELD, M. A. **Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures**. England: John Wiley & Sons, Ltd, 1991.

DEVI, U. **Finite element investigation on the capacity of slender HSS steel columns strengthened with multilayer CFRP strips**. Dhaka, Bangladesh: Department of Civil Engineering. Bangladesh University of Engineering and Technology (BUET), 2016.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Design of steel structures: Part 1-1 - General rules and rules for buildings. **Eurocode 3 Part 1-1**, EN 1993-1-1, Brussels, 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. (2006). Design of steel structures: Part 1-5 - Plated structural elements. **Eurocode 3 Part 1-5**, EN 1993-1-5, Brussels, 2006.

FAKURY, R. H. et al. **Sobre a recente norma brasileira de projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto com perfis tubulares**. Construmetal. São Paulo, 2012.

FAWZIA, S. et al.. **Strengthening of circular hollow steel tubular sections using high modulus CFRP sheets**. ELSEVIER. Science Direct. Construction and Building Materials. pp. 839-845, 2007.

GALAMBOS, T. V.; SUROVEK, A. E. **Structural Stability of Steel: Concepts and Applications for Structural Engineers**. New Jersey: John Wiley & Sons, Ltd, 2008.

GALAMBOS, T. V. **Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures**. Canada: John Wiley & Sons, Ltd, 1998.

GAO, X.Y.; BALENDRA, T.; KOH, C.G. **Buckling strength of slender circular tubular steel braces strengthened by CFRP**. ELSEVIER. Science Direct. Engineering Structures. pp. 547-556, 2013.

GOMES, C. A. B. **Resistência à compressão de perfis H laminados de abas paralelas**. Dissertação de mestrado. Ouro Preto. Universidade Federal de Ouro Preto, 2006.

HAEDIR, J.; ZHAO, X.L. **Design of short CFRP-reinforced steel tubular columns**. Journal of Constructional Steel Research, 67(3), 497-509, 2011.

HARRIES, K. A.; PECK, A. J.; ABRAHAM, E. J. **Enhancing stability of structural steel sections using FRP**. ELSEVIER. Science Direct. Thin-Walled Structures. pp. 1092-1101, 2008.

HOLLAWAY, L. C.; TENG, J. C. **Strengthening and rehabilitation of civil infrastructures using fibre-reinforced polymer (FRP) composites**. Cambridge. England. Woodhead Publishing Limited, 2008.

INSTITUTE AMERICAN NATIONAL STANDARDS e CONSTRUCTION. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL. Specification for structural steel buildings. **ANSI/AISC 360-10**. 609 p. Chicago. EUA, 2010.

INSTITUTO AÇO BRASIL. **Indicadores de mercado: Estatísticas de Desempenho**. Disponível em: <<http://www.acobrasil.org.br/site2015/estatisticas.asp>>. Acesso em: 6 de maio de 2017.

KALAVAGUNTA, S.; NAGANATHAN, S.; BIN MUSTAPHA, K. N. **Axially Loaded Steel Columns Strengthened with CFRP**. Jordam Journal of Civil Engineering. Volume 8, Nº 1, 2014.

KEY, P. W.; HASAN, S. W.; HANCOCK, G. J. **Column behavior of cold-formed hollow sections**. International speciality conference on cold-formed steel structures. St. Louis. Missouri. EUA, 1986.

LANE, I. R.; WARD J. A. **Restoring Briatin's bridge heritage**. Institution of Civil Engineers (South Wales Association). Transport Engineering Group Award, 2000.

MALITE, M. **Instabilidade de barras aço submetidas à compressão: da coluna de Euler¹ às atuais curvas de dimensionamento**. SET 5878 - Instabilidade dos elementos estruturais de aço. São Carlos. São Paulo, 2010.

McCORMAC, J. C.; CSERNAK, S. F. **Structural Steel Design**. Fifth Edition. New Jersey: Pearson, 2012.

NARMASHIRI, K. **Strengthening of deficient short circular-shaped steel columns Using CFRP**. Journal of current research in science. pp. 596-601, 2016.

NEWPORT MUSTER. **The History**. Disponível em: <<http://www.newportmuster.org.uk>>. Acesso em: 6 de maio de 2017.

PEREIRA, D. H. F. **Análise do comportamento estrutural de ligações de aço entre viga de seção I e pilar de serção tubular circular**. Dissertação de mestrado. São Carlos. São Paulo. Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos, 2013.

PILLAR, R. V. **Influence of residual stresses on the strength of steel rectangular hollow sections columns**. Dissertação de mestrado. Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2015.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de Aço - Dimensionamento Prático de Acordo com a NBR 8800:2008**. Rio de Janeiro. LTC - Livro Técnicos e Científicos Editora Ltda, 2009.

SHAAT, A. **Structural behavior of steel columns and steel-concrete composite girders retrofitted using CFRP**. Tese de doutorado. Kingston. Ontario. Canada. Queen's University, 2007.

SHAAT, A.; FAM, A. **Axial loading tests on CFRP-retrofitted short and long**. Canadian Journal of Civil Engineering. pp. 458–70, 2006.

SHAAT, A.; FAM, A. **Fiber-element model for slender HSS columns retrofit-ted with bonded high-modulus composites**. Journal of Structural Engineering 133(1), 85-95, 2007.

SHAAT, A.; FAM, A. **Finite element analysis of slender HSS columns strengthened with high modulus composites**. Steel and Composites Structures, 7(1), 19-34, 2007b.

SHAAT, A.; FAM, A. **Slender steel columns strengthened using high-modulus CFRP plates for buckling control**. Journal of Composites for Construction, 13(1), 2-12, 2009.

SILVA, J. C. M.; GONÇALVES, R. M. **Análise teórica-experimental de perfis de aço formados a frio devido à instabilidade por distorção na flexão.** São Carlos. São Paulo. Caderno de Engenharia de Estruturas. Volume 8, n 34, p. 75-104, 2006.

SOUZA, C. A. S. **Dimensionamento de Elementos Estruturais de Aço Segundo a NBR 8800:2008.** São Carlos. São Paulo. Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos, 2009.

STANDARD AUSTRALIAN. **Building Code of Australia primary referenced Standard - Steel Structures,** 1998.

TAWFIK, Q. H.; KARUNASENA, W. **Use of CFRP for Rehabilitation of Steel Structures: a Review.** Southern Region Engineering Conference. Toowoomba, QLD, Australia, 2010.

TENG, J. G.; YU, T.; FERNANDO, D. **Strengthening of steel structures with fiber-reinforced polymer composites.** ELSEVIER. Science Direct. Journal of Constructional Steel Research. Pp. 78, 131-143, 2012.

UNIVERSITY OF ALBERTA. **ANSYS Utilities – Introduction.** ANSYS Tutorial [Online]. Disponível em: <<https://sites.ualberta.ca/~wmoussa/AnsysTutorial/>>. Acesso em: 15 de junho de 2018.

VALLOUREC TUBOS DO BRASIL. **Tubos estruturais: seção circular, quadrada e retangular.** Usina Barreiro. Belo Horizonte. Minas Gerais, 2018.

YU, Wei-Wen. **Cold-Formed Steel Design.** New York : John Wiley & Sons, Ltd, 2000.

ZHAO, X. L.; ZHANG. L. **State-of-the-art review on FRP strengthened steel structures.** pp. 29 (8), 1808-1823, 2007.

ZHAO, X. L. **FPR-Strengthened - Metallic Structures.** Boca Raton, Flórida, EUA. Taylor & Francis Group, 2014.

**APÊNDICE A – RESULTADOS ANÁLISE PARAMÉTRICA: CARGA ÚLTIMA
DOS PILARES DE SEÇÃO SHS**

Seção SHS							
Índice da análise	$N_{k,ANSYS}$	Índice da análise	$N_{k,ANSYS}$	Índice da análise	$N_{k,ANSYS}$	Índice da análise	$N_{k,ANSYS}$
	(kN)		(kN)		(kN)		(kN)
1	457,1	41	506,1	81	593,5	121	739,7
2	442,6	42	500,8	82	558,4	122	641,9
3	435,6	43	492,3	83	532,2	123	580,8
4	404,9	44	457,0	84	508,6	124	565,8
5	333,7	45	373,2	85	413,4	125	454,4
6	260,5	46	288,0	86	315,6	126	343,5
7	196,1	47	216,6	87	236,7	127	257,4
8	149,8	48	165,3	88	180,5	128	195,8
9	117,0	49	129,1	89	141,0	129	152,7
10	93,6	50	103,1	90	112,8	130	122,3
11	639,6	51	724,9	91	901,5	131	1118,8
12	623,3	52	702,2	92	800,1	132	928,6
13	605,6	53	687,1	93	773,9	133	880,0
14	563,3	54	652,3	94	743,2	134	842,6
15	465,1	55	533,4	95	602,0	135	672,7
16	361,3	56	408,9	96	456,6	136	503,1
17	272,6	57	307,3	97	341,7	137	376,2
18	207,5	58	233,8	98	259,1	138	285,3
19	162,1	59	182,7	99	203,1	139	222,3
20	129,9	60	145,8	100	162,0	140	178,0
21	1517,6	61	1759,5	101	2011,0	141	2263,1
22	1491,6	62	1708,2	102	1942,7	142	2154,9
23	1446,5	63	1715,7	103	1898,1	143	2155,5
24	1350,2	64	1590,1	104	1835,7	144	2099,6
25	1122,9	65	1300,1	105	1481,9	145	1666,8
26	877,1	66	1000,3	106	1125,6	146	1250,0
27	663,6	67	754,5	107	844,8	147	936,4
28	504,4	68	573,9	108	642,1	148	711,0
29	396,2	69	448,3	109	501,0	149	553,5
30	316,1	70	358,5	110	400,1	150	443,7
31	1818,8	71	2091,3	111	2450,4	151	2716,8
32	1773,4	72	2032,7	112	2327,7	152	2565,2
33	1715,3	73	2045,4	113	2327,1	153	2627,9
34	1606,4	74	1895,8	114	2199,9	154	2507,0
35	1327,9	75	1545,5	115	1770,7	155	1991,4
36	1035,5	76	1187,2	116	1338,2	156	1490,3
37	783,3	77	893,6	117	1005,3	157	1113,6
38	596,8	78	679,0	118	763,2	158	845,1
39	465,6	79	530,4	119	594,6	159	659,5
40	372,6	80	424,5	120	475,8	160	527,0

**APÊNDICE B – RESULTADOS ANÁLISE PARAMÉTRICA: CARGA ÚLTIMA
DOS PILARES DE SEÇÃO CHS**

Seção CHS							
Índice da análise	$N_{k,ANSYS}$ (kN)	Índice da análise	$N_{k,ANSYS}$ (kN)	Índice da análise	$N_{k,ANSYS}$ (kN)	Índice da análise	$N_{k,ANSYS}$ (kN)
1	1723,7	41	2154,3	81	3027,0	121	3895,9
2	1687,6	42	2002,0	82	2667,3	122	3399,0
3	1635,3	43	2023,5	83	2380,4	123	3002,6
4	1517,1	44	1863,0	84	2218,4	124	2588,2
5	1242,8	45	1507,2	85	1780,7	125	2060,2
6	964,0	46	1153,0	86	1346,2	126	1548,7
7	725,8	47	866,9	87	1009,1	127	1154,0
8	552,1	48	661,9	88	769,6	128	877,4
9	431,8	49	515,7	89	600,6	129	685,6
10	346,1	50	412,8	90	480,9	130	548,5
11	816,2	51	982,5	91	1405,0	131	1834,4
12	800,8	52	942,5	92	1211,0	132	1555,5
13	772,6	53	938,8	93	1074,5	133	1346,1
14	725,6	54	878,8	94	1039,7	134	1199,2
15	593,7	55	709,3	95	827,4	135	948,5
16	459,8	56	539,3	96	622,5	136	706,8
17	345,3	57	404,2	97	464,3	137	524,5
18	262,6	58	307,1	98	352,6	138	397,5
19	205,2	59	240,2	99	275,1	139	309,4
20	164,2	60	190,2	100	220,0	140	247,8
21	1810,2	61	2152,9	101	2896,1	141	3638,3
22	1754,6	62	2060,2	102	2590,6	142	3213,1
23	1716,8	63	2016,8	103	2436,7	143	2818,6
24	1596,8	64	1934,8	104	2276,9	144	2625,6
25	1317,7	65	1565,4	105	1820,3	145	2081,2
26	1015,6	66	1190,9	106	1367,0	146	1548,2
27	764,3	67	892,3	107	1020,4	147	1149,3
28	581,7	68	678,0	108	775,1	148	873,5
29	454,4	69	528,9	109	604,6	149	679,3
30	363,1	70	423,1	110	482,3	150	542,4
31	1548,0	71	1839,7	111	2544,7	151	3259,2
32	1513,1	72	1780,2	112	2216,3	152	2808,9
33	1467,5	73	1735,6	113	2039,8	153	2462,5
34	1364,7	74	1640,7	114	1924,2	154	2216,7
35	1125,8	75	1336,6	115	1554,8	155	1778,0
36	870,4	76	1017,9	116	1169,8	156	1321,4
37	653,0	77	762,6	117	869,9	157	980,2
38	496,7	78	580,5	118	662,1	158	742,6
39	387,6	79	451,5	119	515,5	159	578,3
40	310,0	80	361,0	120	410,5	160	462,0